

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS**



**DISEÑO SÍSMICO DE UN PUENTE BASADO EN EL MÉTODO DE
DESPLAZAMIENTOS (DDBD).**

MONOGRAFÍA PRESENTADA POR:

Milder Yeneris Álvarez Espinoza.

2006-23110

Allan Antonio Mora Betanco.

2006-23318

Manuel Santiago Pérez Moreno.

2006-24230

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TUTOR:

Msc Ing. Yáder Andrés Jarquín Montalván.

MANAGUA, NICARAGUA

VIERNES, 24 DE ENERO DE 2014



**FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
SECRETARIA**

CARTA DE EGRESADO

El Suscrito Secretario de la Facultad de Tecnología de la Construcción hace constar que el (a) **BR: MILDER YENERIS ALVAREZ ESPINOZA** Carné No.: **2006-23110** turno diurno, de conformidad con el Reglamento de Régimen Académico Vigente en la Universidad es **EGRESADO** de la Carrera de **INGENIERÍA CIVIL**.

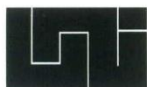
Se extiende la presente **CARTA DE EGRESADO** a solicitud de la parte interesada en la Ciudad de Managua, a los veintiséis días del mes de Enero del año dos mil once.




DR. ING. ALVARO AGUILAR V.
Secretario de Facultad

CC: Archivo

DAAV/iss*



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
SECRETARIA

CARTA DE EGRESADO

El Suscrito Secretario de la Facultad de Tecnología de la Construcción hace constar que el (a) **BR: ALLAN ANTONIO MORA BETANCO** Carné No.: **2006-23318** turno diurno, de conformidad con el Reglamento de Régimen Académico Vigente en la Universidad es **EGRESADO** de la Carrera de **INGENIERÍA CIVIL**.

Se extiende la presente **CARTA DE EGRESADO** a solicitud de la parte interesada en la Ciudad de Managua, a los veintiséis días del mes de Enero del año dos mil once.


DR. ING. ALVARO AGUILAR V.
Secretario de Facultad



CC: Archivo

DAAV/iss*




UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
SECRETARIA

CARTA DE EGRESADO

El Suscrito Secretario de la Facultad de Tecnología de la Construcción hace constar que el (a) **BR: MANUEL SANTIAGO PEREZ MORENO** Carné No.: **2006-24230** turno diurno, de conformidad con el Reglamento de Régimen Académico Vigente en la Universidad es **EGRESADO** de la Carrera de **INGENIERÍA CIVIL**.

Se extiende la presente **CARTA DE EGRESADO** a solicitud de la parte interesada en la Ciudad de Managua, a los veintiséis días del mes de Enero del año dos mil once.


DR. ING. ALVARO AGUILAR V.
Secretario de Facultad



CC: Archivo

DAAV/iss*



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
DECANATURA

DEC-FTC-REF-No. 0281
Managua, julio 22 del 2011

Bachilleres
MILDER YENERIS ALVAREZ ESPINOZA
ALLAN ANTONIO MORA BETANCO
MANUEL SANTIAGO PEREZ MORENO
Presente

Estimados Bachilleres:

Es de mi agrado informarles que el PROTOCOLO de su Tema Monográfico titulado "DISEÑO SISMICO DE UN PUENTE BASADO EN EL METODO DE DESPLAZAMIENTO", ha sido aprobado por esta Decanatura.

Asimismo les comunico estar totalmente de acuerdo, de que el Ing. YADER JARQUIN MONTALVAN, sea el tutor de su Monografía.

La fecha límite, para que presenten concluido su trabajo final, debidamente revisado por el tutor guía será el 27 de enero del 2012.

Esperando puntualidad en la entrega de la Tesis, me despido.

Atentamente,

DR.ING. OSCAR GUTIERREZ SOMARRIBA
Decano



CC: Protocolo
Tutor
Archivo*Consecutivo
DIOGS



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
DECANATURA

DEC.FTC.REF No.074
Managua, marzo 08 del 2012

Bachilleres
MANUEL SANTIAGO PEREZ MORENO
MILDER YENERIS ALVAREZ ESPINOZA
ALLAN ANTONIO MORA BETANCO
Presente

Estimados Bachilleres:

En atención a su carta de solicitud de prórroga, para finalizar su trabajo monográfico titulada "DISEÑO SISMICO DE UN PUENTE BASADO EN EL METODO DE DESPLAZAMIENTOS (DDBD)". Esta Decanatura aprueba la misma considerando los problemas planteados en su comunicación.

Deberán presentar concluida su Tesina debidamente revisada por el tutor guía el día 10 de septiembre del 2012, siendo esta la última prórroga que puedo concederles.

Esperando de ustedes puntualidad en la entrega de su trabajo final, me despido.

Atentamente,

DR. ING. OSCAR GUTIERREZ SOMARRIBA
Decano



CC: Tutor
Archivo-Consecutivo



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
DECANATURA

DEC.FTC.REF No. 0934
Managua, 25 de octubre 2012

Bachilleres
ALLAN MORA BETANCO
MANUEL SANTIAGO PEREZ MORAN
MILDER ALVAREZ ESPINOZA
Presente

Estimados Bachilleres:

En atención a su carta de solicitud de PRORROGA, para finalizar su trabajo de Monografía titulado "DISEÑO POR DESPLAZAMIENTO DE UN PUENTE". Esta Decanatura aprueba la misma considerando los problemas planteados en su comunicación.

Deberán presentar concluida su Tesis debidamente revisada por el tutor guía el 18 de enero del 2013.

Esperando de ustedes puntualidad en la entrega de su trabajo final, me despido.

Atentamente,



DR. ING. OSCAR GUTIERREZ SOMARRIBA

Decano

CC: Tutor
Archivo-Consecutivo

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS

Dr. Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba
Decano F.T.C
Su despacho

Estimado Dr. Ing. Gutiérrez

Es de mi agrado informarle que he revisado el trabajo monográfico titulado "**DISEÑO SÍSMICO DE UN PUENTE BASADO EN EL MÉTODO DE DESPLAZAMIENTOS (DDBD)**". Desarrollado bajo mi tutoría. Dicho trabajo fue elaborado por los bachilleres MILDER YENERIS ÁLVAREZ ESPINOZA, ALLAN ANTONIO MORA BETANCO, MANUEL SANTIAGO PÉREZ MORENO. Considero que el estudio se realizó con total independencia y conforme a protocolo satisfaciendo plenamente los objetivos del mismo. Acepto que dicha monografía sea presentada por los alumnos antes mencionados para optar al grado de Ingeniero Civil durante la defensa correspondiente.

Y para que así conste firmo la presente a los 24 del mes de enero del año 2014.

Ing. Yáder Andrés Jarquín Montalván
Profesor Titular F.T.C



Dedicatoria

Dedico este trabajo en muy especial mención a mi Madre Ada Rosa Betanco y mi Abuela Rosalpina Tercero.

Dedico este trabajo a todos aquellos a los que en un futuro tengan el interés por el diseño de estructuras como puentes y ser pioneros en atreverse a utilizar metodologías nuevas en sus diseños.

Agradecimiento

Doy gracias a Dios, ya que si en nada es posible me regalo la vida y la oportunidad de estudiar esta hermosa carrera que llevo a ampliar mi ingenio e imaginación.

A mi madre Ada Rosa Betanco Tercero, por darme todo lo que ella tenía al alcance y todo su apoyo mientras estaba estudiando y durante la realización de este trabajo que sin ella no podría haberlo logrado.

A mi abuela Rosalpina Tercero que es como una segunda madre ya que ella da todo por mi preparación y mi futuro. A mis tías Eliana y Maribel Betanco que siempre están apoyándome en todo lo que pueden.

A la familia de mis colegas con los que realice este trabajo ya que nos brindaron todo su apoyo y nos facilitaron lo que estuvo a su alcance.

Allan Antonio Mora Betanco



Dedicatoria

Dedico este trabajo especialmente a mi Madre María Nerssy Espinoza Cortez y mi Padre José Domingo Alvarez Jarquin.

Dedico este trabajo a mis hermanos que siempre me han aconsejado y apoyado.

Agradecimiento

Le agradezco a Dios primeramente ya que me ha iluminado en toda mi vida y me ha demostrado que el existe y que siempre estará conmigo para ayudarme en la toma de decisiones y en los momentos más difíciles.

A mi Madre María Nerssy Espinoza Cortez, por demostrarme el amor incondicional que una madre le tiene a su hijo, y darme el apoyo necesario para enfrentar los retos que la vida nos impone.

A mi Padre José Domingo Alvarez Jarquín, que me enseñó el buen camino, que con sus actitudes me instruyo a ser un hombre de bien y me enseñó a valorar todo lo que tenemos y por darme un apoyo incondicional en todos mis estudios, y mi vida.

A la familia de mis colegas con los que realice este trabajo ya que nos brindaron todo su apoyo y nos facilitaron lo que estuvo a su alcance.

Milder Yeneris Alvarez Espinoza.



Dedicatoria

Dedico este trabajo a mis padres, por brindarme su apoyo, desde que nací, para lograr ser un profesional.

Agradecimiento

A mis padres, por la buena crianza que me dieron y por financiar mi educación hasta este momento.

A mis hermanos, especialmente a mi hermana mayor Miriam por ser tan generosa siempre.

A mis abuelas, que están en el cielo y cuyo tiempo en vida compartido conmigo es un tesoro en mi memoria.

Manuel Santiago Pérez Moreno.



NOTACIÓN.

$A_b; A_h$	Área de espiral o barra de estribo.
<i>ABOMBEO</i>	Altura de Bombeo.
<i>ACUERPO</i>	Altura del Cuerpo del Estribo.
A_e	Área de cortante efectiva de sección fisurada.
A_g	Área de sección gruesa.
<i>ALTURA</i>	Altura del Estribo.
<i>ANCHO</i>	Ancho de Cálculo del Estribo.
<i>APARED</i>	Altura de la Viga de Asiento.
<i>APAREDR</i>	Altura del respaldo de la pared de la Viga de asiento.
<i>APVA</i>	Ancho de Pared de Viga de Asiento.
A_s	Área del refuerzo de tensión en la sección de concreto.
A_s	Área de cortante efectiva de sección no fisurada.
A'_s	Área del acero a compresión en secciones.
A_{sh}	Área de refuerzo transversal en la dirección perpendicular a la dirección considerada.
A_{st}	Área total del acero de refuerzo en secciones de concreto y mampostería.
<i>AZAPATA</i>	Altura de la Zapata.
<i>Base</i>	A. Base del estribo.
<i>BASEP</i>	Ancho de la base del Cuerpo del Estribo.
<i>C</i>	Constante.
<i>c</i>	Distancia de la fibra de compresión extrema al eje neutro.
<i>Cfricc.</i>	Coeficiente de fricción del suelo de cimentación.
D'	Diámetro del núcleo confinado, del centro del aro o espiral.
d	Profundidad efectiva de la sección al centroide del refuerzo de tensión.
d'	Profundidad del acero a compresión en secciones rectangulares.
D	Diámetro de la sección circular.
d_{bl}	Diámetro de la barra de refuerzo longitudinal.
E	Modulo de elasticidad del acero.
E_c	Modulo de elasticidad del concreto.
F	Fuerza.
f'_c	Resistencia a compresión del concreto.
f'_{cc}	Resistencia a compresión del concreto confinado.
f'_{ce}	Resistencia a compresión del concreto esperada para DDBD.
f'_{co}	Resistencia a compresión del concreto máxima posible.
<i>FSD</i>	Factor de seguridad de desplazamiento.
<i>FSV</i>	Factor de seguridad de volteo.
f_t	Resistencia de tensión.
f_u	Esfuerzo ultimo del acero.
f'_y	Esfuerzo de fluencia característico o mínimo especificado del acero.
F_y	Esfuerzo de fluencia.
f'_{ye}	Esfuerzo de fluencia esperado del acero para DDBD.
f_{yh}	Esfuerzo de fluencia del estribo o espiral de refuerzo transversal.
f_{yo}	Esfuerzo del acero máximo posible.
H	Altura.
H	Altura de la pilastra.
h_b	Profundidad de la sección de viga.
h_c	Profundidad de la sección de la columna.



H_c	Altura de columna.
H_{CP}	Altura del punto de contraflexión a la parte superior de la columna.
H_e	Altura efectiva.
I_c	Momento de inercia de la sección de la columna.
I_{cr}	Momento de inercia de la sección de concreto fisurada.
I_{gross}	Momento de inercia de la sección de concreto no fisurada.
I_{ss}	Momento de inercia de la superestructura del puente.
K	Rigidez de la estructura.
k	Rigidez del elemento; factor de longitud efectiva para miembros a compresión; Constante que depende en las propiedades del acero para penetración por deformación.
k_a	Presión activa de relleno.
K_e	Rigidez efectiva de la estructura para el DDBD.
K_i	Rigidez inicial (elástica).
k_i	Rigidez inicial (elástica), incluyendo efectos de agrietamiento.
K_s	Rigidez secante de la estructura.
k_s	Rigidez cortante.
k_t	Rigidez tangente instantánea.
L	Longitud.
$LARGO$	Largo Unitario del Estribo.
L_b	Longitud de la viga.
L_C	Distancia de la sección crítica al punto de contraflexión.
L_P	Longitud de rotula plástica.
L_{SP}	Longitud por deformación de anclaje.
L_{SS}	Longitud de claros de la superestructura del puente.
L_w	Longitud del muro.
M	Momento.
M_B	Momento de la viga.
M_{Cr}	Momento de agrietamiento del concreto o secciones de mampostería.
M_D	Momento basal de diseño; también momento de carga muerta.
m_e	Masa efectiva.
M_N	Capacidad de Momento nominal.
M_u	Momento último.
N	Fuerza axial de la sección (también P).
N	Fuerza normal.
$PACS$	Presión admisible al contacto del suelo.
Pie	Altura Pie de zapata.
r	Razón de pos-fluencia para rigidez inicial en aproximación bilineal.
RS	Razón de rigidez relativa de superestructura/pilastra en puentes.
R_μ	Factor de reducción de fuerza relacionada a la ductilidad.
R_ξ	Factor de reducción para el espectro de desplazamiento para un ξ determinado.
s	Espaciamiento del refuerzo transversal a lo largo del eje del miembro.
$SCVRE$	Sobrecarga vehicular sobre el relleno del estribo.
S_D	Resistencia de diseño.
T	Período.
T_i	Fuerza de tensión inicial total en secciones pretensadas.
$Talón$	Altura Talón de zapata.
T_C	Período de esquina en el espectro de respuesta de desplazamiento.
T_e	Período efectivo para el DDBD.



V	Fuerza cortante.
V_{Base}	Fuerza cortante basal.
V_C	Fuerza cortante de la columna.
V_C	Resistencia cortante de mecanismos de concreto.
V_N	Resistencia cortante nominal.
V_P	Resistencia cortante de mecanismos de fuerza axial.
V_S	Resistencia cortante de mecanismos de refuerzo transversal.
α	Factor para razón de aspecto en la determinación de resistencia por cortante; Factor de rigidez en descarga en la regla de histéresis de Takeda Modificada; Exponente en la ecuación de amortiguamiento de reducción desplazamiento.
β	Factor por razón de refuerzo longitudinal en el modelo UCSD Modificado.
β_{ds}	Factor de reducción de rigidez de columnas por cargas laterales sostenidas.
γ	Factor para ductilidad de curvatura en cálculos de resistencia cortante.
γ_c	Peso específico del concreto.
γ_s	Peso específico del relleno.
δ_c	Valor de forma de modo inelástico adimensional en masa crítica.
δ_i	Forma modal inelástica adimensional en la masa i .
Δ	Desplazamiento.
Δ_B	Desplazamiento del soporte.
Δ_C	Desplazamiento de diseño en la masa crítica.
Δ_{cr}	Desplazamiento de agrietamiento; Desplazamiento crítico.
Δ_d	Desplazamiento de diseño.
Δ_d, Δ_D	Desplazamiento de diseño.
$\Delta_{d,ls}$	Desplazamiento de diseño de estado límite.
Δ_{el}	Desplazamiento elástico.
Δ_f	Desplazamiento resultante de la flexibilidad de la fundación.
Δ_i	Desplazamiento en la masa i .
Δ_{max}	Desplazamiento máximo.
Δ_p	Desplazamiento plástico.
Δ_p	Desplazamiento de la pilastra.
Δ_P	Variación en la fuerza axial.
Δ_s	Componente estructural de desplazamiento.
Δ_s	Deformación cortante.
Δ_u	Variación en la fuerza axial.
Δ_y	Desplazamiento de fluencia.
Δ_y	Desplazamiento de fluencia.
ϵ	Deformación.
ϵ_c	Deformación de concreto.
$\epsilon_{c,s}$	Deformación de descascaramiento para el concreto.
ϵ_{cu}	Deformación última del concreto.
ϵ_s	Deformación unitaria del acero a tensión.
ϵ'_s	Deformación unitaria del acero a compresión.
ϵ_{sh}	Deformación de concreto.
ϵ_{su}	Deformación del acero en la resistencia última.
ϵ_y	Deformación de fluencia del acero.
η_i	Modificador de carga del elemento.
η_D	Modificador de carga por ductilidad.
η_R	Modificador de carga por redundancia.



η_I	Modificador de carga por importancia operacional.
ϕ	Curvatura; factor de reducción de desplazamiento o resistencia; Ángulo de fricción del suelo de relleno.
ϕ_c	Angulo de fricción del suelo de cimentación.
ϕ_y	Curvatura de fluencia.
ϕ'_y	Curvatura en la primera fluencia del acero de refuerzo.
ϕ_{cr}	Curvatura en la fisura en las secciones de concreto.
ϕ_{dc}	Curvatura de estado límite de control de daño.
ϕ_{Dy}	Curvatura de fluencia adimensional.
$\phi_{I_s, c}$	Curvatura de estado límite del concreto.
$\phi_{I_s, s}$	Curvatura de estado límite del acero.
ϕ_s	Factor de reducción de fuerza cortante.
ϕ_s	Curvatura de estado límite de servicio.
ϕ_u	Curvatura última.
$\Phi_{c(e)}$	Relación esfuerzo-deformación del concreto.
$\Phi_{s(e)}$	Relación esfuerzo-deformación del acero.
μ	Factor de ductilidad; factor de fricción.
μ^0	Factor de ductilidad desplazamiento.
μ_P	Ductilidad de desplazamiento en dirección principal.
μ_{sys}	Factor de ductilidad desplazamiento de la estructura.
μ_{Δ}	Factor de ductilidad desplazamiento.
μ_{ϕ}	Factor de ductilidad de curvatura.
θ	Rotación; ángulo de deriva.
θ_N	Rotación torsional nominal.
θ_y	Deriva de fluencia.
θ_{Δ}	Índice de estabilidad en el diseño P- Δ .
ξ_{el}	Amortiguamiento elástico.
$\xi_{eq.}$	Amortiguamiento viscoso equivalente.
ξ_{hyst}	Amortiguamiento Histerético.
ξ	Razón de amortiguamiento viscoso.
ξ_e	Razón de amortiguamiento viscoso equivalente para DDBD.
ξ_{el}	Razón de amortiguamiento viscoso en el rango elástico.
ξ_{eq}	Razón de amortiguamiento viscoso equivalente.
ξ_f	Razón de amortiguamiento de fundación.
ξ_{hyst}	Componente histerético de ξ_e .
ρ'	Cuantía de acero a compresión respecto al área bruta.
ρ_a	Razón de área de refuerzo transversal en la sección.
ρ_b	Cuantía de acero a tensión para condiciones de falla balanceada.
ρ_v	Razón volumétrica de refuerzo transversal.
ω	Factor de amplificación dinámica para efectos de modos altos.



ÍNDICE

- I. INTRODUCCIÓN.
- II. ANTECEDENTES.
- III. JUSTIFICACIÓN.
- IV. LIMITACIONES DEL ESTUDIO.
- V. OBJETIVOS.
 - a. Objetivo General.
 - b. Objetivos específicos.
- 1. GENERALIDADES Y CONCEPTOS.**
 - 1.1. INTRODUCCIÓN.
 - 1.2. FORMULACION BÁSICA DEL MÉTODO.
 - 1.3. ESTADOS LÍMITES DE DISEÑO Y NIVELES DE DESEMPEÑO.
 - 1.3.1. Estado límite de sección.
 - 1.3.2. Estado límite de la estructura.
 - 1.3.3. Selección del estado límite de diseño.
 - 1.4. ESTRUCTURAS DE UN GRADO DE LIBERTAD (UGL)
 - 1.4.1. Desplazamiento de diseño.
 - 1.4.2. Desplazamiento de fluencia.
 - 1.4.3. Amortiguamiento viscoso equivalente.
 - 1.4.4. Ecuación del cortante basal de diseño.
 - 1.5. ESTRUCTURAS CON MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD (MGL)
 - 1.5.1. Desplazamiento de diseño.
 - 1.5.2. Formas de desplazamiento.
 - 1.5.3. Masa efectiva.
 - 1.5.4. Amortiguamiento viscoso equivalente.
 - 1.6. EFECTOS P- Δ .
 - 1.6.1. Recomendaciones de diseño para el DDBD.
 - 1.7. IMPLICACIÓN DE LA RIGIDEZ EN EL DDBD.
 - 1.8. HERRAMIENTAS DE ANÁLISIS PARA EL DDBD.
 - 1.8.1. Respuesta F- Δ de miembros del concreto reforzado.
 - 1.8.1.1. Análisis M- ϕ .
 - 1.8.1.2. Propiedades del concreto para análisis M- ϕ .
 - 1.8.1.3. Propiedades del acero de refuerzo para análisis M- ϕ .
 - 1.8.1.4. Límites de deformación para análisis M- ϕ .
 - 1.8.1.5. Resistencia de materiales para el DDBD.
 - 1.8.1.6. Respuesta Fuerza-Desplazamiento a partir de la gráfica M- ϕ .
 - 1.8.2. Requerimientos de diseño por capacidad.
 - 1.8.3. Resistencia reducida de acciones protegidas por capacidad.
 - 1.8.3.1. Resistencia a cortante de miembros de concreto – Modelo UCSD* modificado.
 - 1.9. ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO.
 - 1.9.1. Espectro de Aceleración Elástico.



1.9.2. Espectro de Desplazamiento Elástico.

2. CARGAS EN EL PUENTE.

2.1. ESTADOS LÍMITE.

2.2. CARGAS PERMANENTES.

2.3. CARGAS VIVAS.

2.3.1. Vehicular.

2.3.2. Cargas peatonales.

2.3.3. Asignación de carga dinámica (IM).

2.4. PRESION DE TIERRA.

2.4.1. General.

2.4.2. Cálculo de presiones de tierra estáticas (EH).

2.4.2.1. Presión lateral de Rankine.

2.4.2.2. Coeficiente de presión lateral de reposo (k_0).

2.4.2.3. Coeficiente de presión lateral activa (k_a).

2.5. DISEÑO SÍSMICO DE ESTRIBOS.

3. DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTO PARA PUENTES.

3.1. CARACTERISTICAS ESPECIALES DE PUENTES.

3.1.1. Formas de secciones de pilastras.

3.1.2. Escogencia entre columnas simples y pilastras multi-columnas.

3.1.3. Influencia del diseño de estribos.

3.1.4. Efectos P- Δ para puentes.

3.2. PROCESO DE DISEÑO PARA RESPUESTA LONGITUDINAL.

3.2.1. Desplazamiento de fluencia de la pilastra.

3.2.2. Proceso de diseño para determinar el Δ_D .

3.2.3. Amortiguamiento del sistema para Respuesta Longitudinal.

3.3. PROCESO DE DISEÑO PARA RESPUESTA TRANSVERSAL.

3.3.1. Perfiles del desplazamiento.

3.3.2. Patrones de carga sísmica duales.

3.3.3. Amortiguamiento del sistema.

3.3.4. Grado de fijeza en la parte superior de la columna.

3.3.5. Procedimiento de diseño.

3.3.6. Importancia relativa de la respuesta transversal y longitudinal.

4. DISEÑO SISMICO DEL PUENTE DE NAGAROTE.

4.1. ANÁLISIS PARA CARGAS GRAVITACIONALES

4.2. DISEÑO DEL PUENTE DE NAGAROTE CON EL METODO DDBD.

4.2.1. Proceso de diseño longitudinal del puente.

4.2.2. Proceso de diseño transversal del puente.

4.2.3. Analizar la resistencia a cortante de la columna.

4.2.4. Análisis momento curvatura para la pilastra realizado con el programa XTRACT.

4.3. DISEÑO DE LA SUPERSTRUCTURA.

4.3.1. Refuerzo longitudinal.

4.3.2. Refuerzo transversal.



4.4. DISEÑO DEL ESTRIBO.

4.4.1. Análisis de estabilidad del estribo.

4.4.2. Apoyos elastoméricos.

4.4.3. Diseño por Flexión y Cortante.

4.4.3.1. Cargas sísmicas de empuje de tierras.

4.4.3.2. Diseño del cuerpo del estribo.

4.4.3.2.1. Efectos de la esbeltez:

4.4.3.2.2. Refuerzo Vertical.

4.4.3.2.3. Refuerzo Horizontal.

4.4.3.2.4. Revisión por cortante.

4.4.3.3. Espaldón.

4.4.3.3.1. Refuerzo Vertical.

4.4.3.3.2. Refuerzo Horizontal.

4.4.3.3.3. Revisión por cortante.

4.4.3.4. Aletón.

4.4.3.4.1. Cálculo de empujes de tierra.

4.4.3.4.2. Refuerzo principal (horizontal).

4.4.3.4.3. Refuerzo secundario (vertical).

4.4.3.4.4. Revisión por cortante.

4.4.3.5. Pedestal.

4.4.3.5.1. Diseño a Flexión del Talón.

4.4.3.5.2. Diseño a Flexión del Pie.

4.4.3.5.3. Refuerzo Secundario.

4.4.3.5.4. Revisión por cortante.

4.4.3.5.5. Cantidad mínima de acero para anclaje al pedestal.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1. CONCLUSIONES.

5.2. RECOMENDACIONES.

6. BIBLIOGRAFIA

7. ANEXOS.

FIGURAS

TABLAS

APÉNDICE 1.

APÉNDICE 2.



I. INTRODUCCIÓN

En la historia de la Tierra han ocurrido un sin número de eventos sísmicos y éstos han afectado en gran cantidad la vida de los seres humanos, con el paso del tiempo se han desarrollado técnicas para contrarrestar los efectos sísmicos, pero este fenómeno natural es muy impredecible, además, se ha investigado que el método actual basado en fuerzas no presenta una idea real del comportamiento de una estructura bajo un sismo determinado y por lo tanto no se le ha dado una respuesta positiva a este problema: Es por esto que se han originado nuevas metodologías de análisis y diseño de estructuras en este caso de puentes y surge la investigación de filosofías de diseño sísmico, entre estos métodos está, el método de diseño sismo resistente basado en desplazamientos y las recomendaciones de los códigos de diseño como la AASHTO.

En el trabajo propuesto a continuación, se presentará el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) como una opción de análisis de diseño sísmico, dando énfasis al uso de desplazamientos en lugar de fuerzas como una medida de demanda sísmica y de daño en la estructura, no obstante el diseño de la superestructura y estribo esencialmente serán en base a resistencia ya que los conceptos de respuesta de ductilidad son inapropiados, el diseño apropiado será el convencional. De este modo, nuestro proyecto lleva por título: *Diseño Directo Basado en Desplazamientos de un Puente de Concreto*.

Se presenta una revisión general del método y los conceptos más importantes que se deben tomar en cuenta para el procedimiento de diseño. Posteriormente se demostrará la aplicación del método para rediseñar un puente existente, en este caso el “puente de Nagarote”.

Se utilizó el software CSI Bridge v.15.0 para crear un modelo del puente. Este se utilizó para el cálculo de las cargas gravitatorias y el dimensionamiento preliminar, así como para comprobar la forma de desplazamiento de la estructura y los patrones de carga.

Así mismo, se hizo uso del software XTRACT, el cual es una herramienta para el análisis de secciones de miembros estructurales de cualquier material. Su principal aplicación en el trabajo fue el análisis Momento-Curvatura de la pilastra del puente.

Los resultados de ambos programas se presentan en los cálculos y el Apéndice. Los archivos de ambos modelos serán incluidos en el CD de apoyo.



II. ANTECEDENTES.

En la actualidad, el diseño sísmico de estructuras, ya sea para puentes o edificios, ha sido conocido como diseño por fuerzas. En este método de las fuerzas, los desplazamientos son estimados al final del proceso de diseño o son considerados en términos de demanda de ductilidad, la cual se trata indirectamente a través del uso de factores de comportamiento o coeficientes de reducción que modifican las fuerzas de diseño elástico.

En este método tradicional, se estima el período de vibración de una estructura; con este parámetro y con el amortiguamiento estructural elástico, se determina el cortante basal elástico a partir del espectro de respuesta de pseudo-aceleraciones, el que luego es reducido por consideraciones de ductilidad global.

En muchos casos la falla por sismos de puentes de concreto se ha atribuido a insuficiencia en la capacidad de desplazamientos de sus columnas para absorber las grandes demandas de deformación inelástica inducida por la vibración de la estructura.

Con el objeto de controlar el daño, varios investigadores (Moehle, 1992; Kowalsky y Priestley, 1995) han propuesto una metodología nueva que consiste en fijar el desplazamiento límite que ha de experimentar la estructura frente a la acción de un sismo. Esta metodología lleva por nombre: **Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)**, y ha ganado creciente interés en los últimos años. Fue aplicada en un principio a pilas de puentes, asimilables a sistemas de un grado de libertad.

El Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) fue propuesto por Priestley (1993), y se deriva en gran parte del método de la Estructura Sustituta, desarrollado por Gulkan y Sozen (1974) para modelar un sistema inelástico con propiedades elásticas equivalentes. Con este enfoque, se busca proveer al miembro de las características apropiadas, en cuanto al tamaño de la sección y cantidad de refuerzo y detallado, para desarrollar un desplazamiento predeterminado para el sismo de diseño. Dentro de este procedimiento, generalmente se diseña para un comportamiento asociado a la respuesta última, por lo que se selecciona un desplazamiento meta.

Alternativamente a la práctica extendida para el diseño de puentes en nuestros países, en el DDBD se especifica la demanda de desplazamientos requerida por la acción externa y, utilizando el espectro de respuesta en desplazamientos, se determina el período de vibración necesario para alcanzar éste, asumiendo para la estructura un modelo lineal equivalente con respecto a la respuesta real no lineal. De esta manera, las fuerzas de diseño y las rigideces se vuelven un *producto final del diseño* en lugar de un objetivo de diseño primario, logrando un control de daño mucho más eficiente.



III. JUSTIFICACIÓN

La problemática del diseño basado en fuerzas es que su empleo depende de suposiciones y asunciones que son inapropiadas en muchas situaciones, a pesar de que, por conveniencia y practicidad, han sido aceptadas a través del tiempo. Este método es de naturaleza más conservadora.

En los últimos años se ha estado implementando a nivel internacional el diseño basado en desplazamientos dentro del diseño sísmico de puentes. La razón de adoptar esta práctica obedece a que los estados límites de daño pueden relacionarse adecuadamente con los límites de deformación, que a su vez son convertidos en desplazamientos equivalentes, con los cuales el daño estructural puede ser controlado mejor que con límites de resistencia.

Es ampliamente aceptado que la capacidad por desplazamiento es más fundamental para la respuesta sísmica de las estructuras que las fuerzas internas. El enfoque de limitar los desplazamientos permite: controlar el daño bajo un nivel dado de excitación sísmica, prevenir la colisión con cuerpos adyacentes e incluir en el análisis los momentos de segundo orden (o efectos $P-\Delta$), entre otras ventajas.

La aplicación del diseño por desplazamientos ofrece resultados satisfactorios en estructuras sismo-resistentes que se puedan asimilar a sistemas de un grado de libertad, tales como puentes. De ahí los extensos estudios que se han realizado y el consecuente desarrollo del Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (conocido como DDBD) para dichas estructuras.

El desarrollo del presente trabajo monográfico se justifica por la necesidad, común en todas las ciencias, de renovación en el ejercicio de la Ingeniería Estructural. Hasta el momento, no se ha puesto en práctica en Nicaragua este nuevo enfoque que provee más garantías para un diseño de puentes seguros y económicos, en el contexto de la alta actividad sísmica del país y los constantes requerimientos de nuevas infraestructuras.

Por otra parte, este trabajo servirá para enriquecer, con una nueva metodología, el material bibliográfico de la Universidad sobre puentes, y ayudar a solventar la futura necesidad del estudiante de Ingeniería Civil de información sobre tales estructuras.



IV. LIMITACIONES DEL ESTUDIO

Este documento no se realizó con el fin de mostrar la alternativa más económica, pero sí con el fin de cumplir con todos los objetivos propuestos en el mismo.

No se muestran las generalidades y cálculos previos de puentes en si por el hecho de que no es el fin de esta investigación, sino el de mostrar un nuevo método de Análisis sísmico (DDBD).

No se realizaron los estudios necesarios para el diseño de un puente debido al alto costo económico que esto amerita, sin embargo, los datos requeridos para tales cálculos fueron obtenidos de estudios previos realizados en diseños anteriores y datos de estudios realizados por el MTI y con el fin de mostrar el diseño por el método se utilizaron datos ideales por las limitaciones que el método exige como los tipos de suelos en los que es aplicable el método.

No se realizará el diseño de cimentaciones porque no es el alcance de los objetivos propuestos.



V. OBJETIVOS

a. Objetivo General

- Realizar el diseño sísmico, basado en el desempeño por desplazamientos, de un puente de concreto reforzado, respetando los requerimientos mínimos de servicio y seguridad.

b. Objetivos Específicos

- Recopilar la información necesaria para la comprensión y aplicación del método de desplazamientos.
- Aplicar y fomentar el procedimiento del Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) para puentes en el contexto de nuestro país.
- Predecir, con buen grado de fiabilidad, el control del daño en la estructura del puente bajo una excitación sísmica.



1. GENERALIDADES Y CONCEPTOS.

1.1. INTRODUCCIÓN.

La principal diferencia del DDBD respecto al diseño basado por fuerzas es que caracteriza a la estructura como UGL, (La estructura sustituta), para la respuesta en desplazamiento pico.

La Filosofía fundamental consiste en que la estructura alcanzará, en vez de estar limitada por ella, un estado límite dado bajo una intensidad sísmica dada. Se debe determinar las fuerzas en localizaciones designadas de rótula plástica, para alcanzar los objetivos de diseño. Modos no dúctiles de deformación inelástica no deberían ocurrir.

1.2. FORMULACIÓN BÁSICA DEL MÉTODO.

Mientras el diseño basado en fuerzas caracteriza a la estructura en términos de propiedades elásticas, previa a la fluencia; el DDBD utiliza el método de linealización equivalente (Shibata y Sozen, 1976) en el que la estructura real es remplazada por un sistema equivalente de un grado de libertad (UGL), de masa equivalente, rigidez efectiva, período efectivo y amortiguamiento viscoso equivalente. Un sistema inelástico de UGL es sustituido por un sistema elástico, con período efectivo T_e basado en una rigidez secante al punto de respuesta máxima, y amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eq} que es función de la ductilidad en el sistema y de la forma del ciclo histerético (el cual se refiere a la disipación de energía de una estructura cuando es sometida a una excitación sísmica). Una representación gráfica del método de linealización se presenta en la **Fig.1.1**.

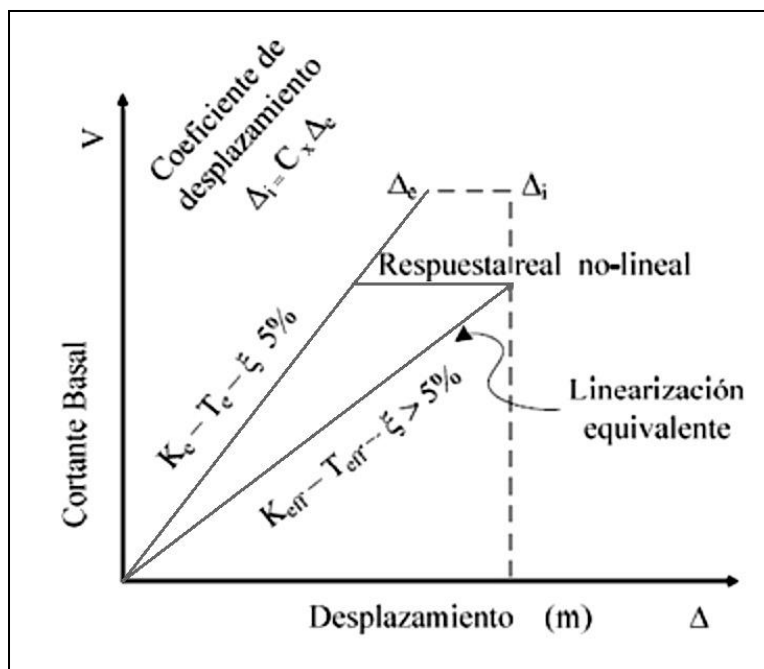


Fig. 1.1 Linealización equivalente.



El amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eq} del concreto es mayor que el del acero (lazos histeréticos más grandes) para una misma demanda de ductilidad.

A partir de la ecuación de movimiento de un oscilador simple.

$$k_e = 4\pi^2 m_e / (T_e)^2 \quad \text{Ec. 1.1}$$

$$V_{base} = F = k_e \Delta_d \quad \text{Ec. 1.2}$$

m_e : Masa efectiva en el primer modo de vibración.

El concepto de diseño es comparativamente simple. La complejidad yace en la determinación de las características de la estructura sustituta, del desplazamiento de diseño, y el desarrollo de espectros de desplazamiento de diseño. Sin embargo, también es necesaria una consideración cuidadosa para la distribución del cortante basal de diseño V_{base} a las diferentes localizaciones de masas concentradas.

La formulación del DDBD tiene el mérito de caracterizar los efectos de la ductilidad independientemente de las características histeréticas, debido a las relaciones amortiguamiento/ductilidad generadas por separado para diferentes respuestas histeréticas.

Es posible combinar esta relación con la demanda sísmica espectral en un solo conjunto, con cada curva relacionada con la demanda de ductilidad de desplazamiento (inelástica).

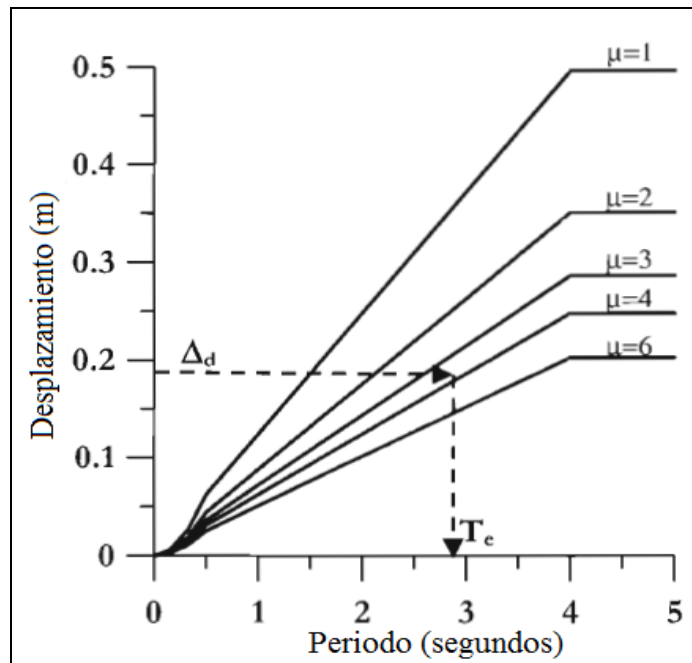


Fig. 1.2. Ejemplo de un conjunto de espectros de desplazamiento inelástico relacionados al periodo efectivo para una respuesta histerética específica.



1.3 ESTADOS LÍMITES DE DISEÑO Y NIVELES DE DESEMPEÑO.

Podemos definir estado límite como una escala que se utiliza para medir el daño que sufren los elementos en la estructura o la estructura misma.

Para un mejor entendimiento de la relación que existe entre los niveles de respuesta estructural y niveles de desempeño es adecuado considerar la relación entre los estados límites de la estructura y de sección.

1.3.1. Estado límite de sección.

- Estado Límite de agrietamiento
- Estado Límite de Primera fluencia
- Estado Límite de descascaramiento
- Estado Límite de pandeo
- Estado Límite último

El estado límite de descascaramiento se refiere a la pérdida significativa del recubrimiento externo en secciones de concreto y mamposterías no confinadas o sujetas a alta compresión axial, en las cuales suele estar asociado a rigidez negativa incremental y pérdida repentina de resistencia para secciones bien confinadas. Este estado límite de sección es el que más se ajusta al estado límite de estructura (control de daño) que se tratará en este documento.

1.3.2. Estado límite de la estructura.

- Estado Límite de servicio.
- Estado Límite de control de daño.
- Estado Límite de supervivencia.

El estado límite de control de daño es el más básico en el diseño actual. Una cierta cantidad de daño reparable es permisible, pero el costo debe ser considerablemente menos que el costo de reposición. En estructuras de concreto y mampostería, el daño puede incluir descascaramiento del recubrimiento y la formación de grietas de flexión anchas, (que son corregibles), pero no fractura de refuerzo o pandeo del refuerzo longitudinal. En acero, pequeñas derivas residuales son aceptables mas no pandeo local de patines o paredes de cortante.

1.3.3. Selección del estado límite de diseño.

Generalmente se consideran dos: SERVICIO y CONTROL DE DAÑO. Cuando se escoja más de una, se determinará la resistencia requerida para cada una, y se escogerá el más alto.

En edificios, por el costo de los elementos no-estructurales, no gobernará el estado límite de control de daño, pues es difícil evitar daño en ellos si se alcanzan deformaciones en la estructura correspondientes al control de daño. Esto no ocurre en otras estructuras como puentes y muelles.



Los estados límites de diseño han sido estudiados anteriormente, estos estados límites se basan en los límites de deformación de los materiales (concreto y acero) ¹. **Tabla. 1.1.**

Tabla 1.1. Estados límite de deformación del Concreto y Acero.

Estado Límite	Límite de Deformación	
	Concreto (ϵ_c) (Compresión)	Acero (ϵ_s) (Tensión)
Servicio	0.004	0.015
Control de Daño	0.018	0.06

1.4. ESTRUCTURAS DE UN GRADO DE LIBERTAD (UGL).

1.4.1. Desplazamiento de diseño.

Para edificios es normal que el desplazamiento de diseño sea un conjunto de límites de derivas, esto es raramente el caso de pilastras de puentes. Ocasionalmente puede haber límites de desplazamiento de diseño absoluto, normalmente relacionados al desplazamiento relativo tolerable entre superestructura y estribo, pero más comúnmente límites de deformación del material gobernarán el desplazamiento de diseño.

Cuando la deformación del material gobierna la curvatura de diseño, esta será encontrada de la más crítica (más pequeña) de las curvaturas asociadas con la deformación límite del concreto y deformación de tensión límite.

$$\phi_{ls} = \epsilon_{c,ls}/c \quad \text{Ec. 1.3a}$$

$$\phi_{ls} = \epsilon_{s,ls}/(d - c) \quad \text{Ec. 1.3b}$$

Debido a que no es posible definir la curvatura límite porque no se conoce la profundidad del eje neutro c en el inicio del proceso de diseño, se requiere alguna iteración. Análisis han indicado que el eje neutro es insensible a la razón de fuerza axial y cantidad de refuerzo.

La profundidad del eje neutro puede ser aproximada como:

$$C/D = 0.2 + 0.65(P/f'_{ce}A_g) \quad \text{Ec. 1.4}$$

Esta ecuación tiene errores pequeños que pueden ser eliminados en los pasos finales por pequeños ajustes en el espaciamiento final del refuerzo transversal.

El eje neutro c está fijado por la razón de refuerzo y la carga axial. La menor de las curvaturas $\phi_{ls,c}$ y $\phi_{ls,s}$ gobernará. De ahí, el Δ_d puede ser estimado de la **Ec. 1.5**. Esto se debe chequear contra **Ec. 1.6**. (Límite no estructural de deriva) y el menor será el desplazamiento de diseño.

$$\Delta_{d,ls} = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y(H+L_{SP})^2}{3} + (\phi_{ls} - \phi_y) * L_p H \quad \text{Ec. 1.5}$$

¹ Kowalsky M.J; Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 126 N°8



$$\Delta_{d\theta} = \theta_c H$$

Ec. 1.6

Hay casos en que el enfoque de diseño es diseñar para una deriva especificada y luego detallar para asegurar que se alcancen los límites de deformación por ejemplo, es posible hallar la deformación correspondiente al límite de deriva invirtiendo las **Ec. 1.3** y **1.5** y calculando luego la cantidad de refuerzo transversal requerido. Esto simplifica el proceso de diseño.

1.4.2. Desplazamiento de fluencia.

Resultados² analíticos han indicado que para miembros de concreto y mampostería, la curvatura de fluencia es esencialmente independiente de la cantidad de refuerzo y nivel de carga axial, y es una función de la deformación de fluencia y profundidad de sección. A partir de dichos resultados se plantean las siguientes ecuaciones para columnas de concreto.

1. Columna circular de concreto.

$$\phi_y = 2.25 \varepsilon_y / D$$

Ec. 1.7a

2. Columna rectangular de concreto.

$$\phi_y = 2.10 \varepsilon_y / h_c$$

Ec. 1.7b

1.4.3. Amortiguamiento viscoso equivalente:

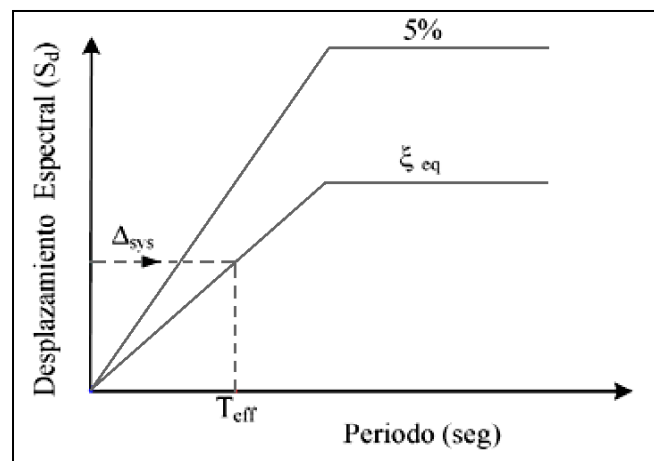


Fig. 1.3. Amortiguamiento viscoso equivalente en un espectro de desplazamiento.

Numerosos estudios han sido realizados para obtener modelos apropiados de amortiguamiento equivalente para DDBD. Estos modelos son relacionados con el amortiguamiento equivalente para un desplazamiento dúctil en la estructura. DDBD usa el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente para modelar la energía disipada en la estructura.

² Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J., (2007); 1era Edición, p75.



El amortiguamiento total es la suma del amortiguamiento elástico y el histerético:

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst} \quad \text{Ec. 1.8}$$

a) Amortiguamiento histerético:

El amortiguamiento histerético es la energía absorbida para un ciclo histerético que corresponde a la energía disipada de una estructura, el enfoque de este método es usar valores de amortiguamiento equivalente que hayan sido calibrados para diferentes respuestas histeréticas para que den los mismos desplazamientos picos que la respuesta histerética usando el Análisis Tiempo-Historia Inelástico, o ITHA por sus siglas en ingles.

Se usaron dos estudios con metodologías distintas, siendo el primero de estos el que usaremos para el análisis. Ambos estudios inicialmente fueron realizados sin amortiguamiento elástico adicional.

1. Primer estudio de Dwairi y Kowalski. ξ_{hyst}

$$\xi_{hyst} = C \cdot \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad \text{Ec. 1.9}$$

2. Segundo estudio Grant y compañía. ξ_{hyst}

$$\xi_{hyst} = a \left(1 - \frac{1}{\mu^b} \right) \left(1 + \frac{1}{(T_e+c)^d} \right) \quad \text{Ec. 1.10}$$

Para ambos estudios, la dependencia del período de vibración es insignificante para $T < 1s$ (en la mayoría de las formas histeréticas). Generalmente, será adecuado y conservador ignorar la dependencia del período en el diseño.

b) Amortiguamiento elástico:

La **Ec. 1.8**, incluye una componente elástica del amortiguamiento viscoso equivalente, para representar el amortiguamiento no capturado por el modelo histerético adoptado en el análisis. Amortiguamiento adicional también resulta de la deformación de las fundaciones, la no linealidad de las fundaciones y amortiguamiento de radiación, e interacción entre elementos estructurales y no estructurales.

c) Recomendaciones de diseño.

Para encontrar ξ_{eq} se puede asumir $\xi_{el.} = 0.05$, si reconocemos que la **Ec. 1.9** provee resultados casi idénticos a la expresión más completa de la **Ec. 1.10**. Si la período-dependencia de la **Ec. 1.10** es ignorada, es posible incluir la dependencia de la ductilidad del amortiguamiento elástico en la forma básica de la ecuación de ξ_{eq} . Los coeficientes C en la ecuación de Dwairi son ajustados para que el valor final sea correcto con $\xi_{el} = 5\%$.

Con base a lo anterior, se obtienen fórmulas para distintos tipos de estructuras, correspondientes a las respuestas histeréticas que más se ajustan a sus características. Estas están inalterablemente asumidas para un amortiguamiento elástico $\xi_{el} = 0.05$. Para edificios de muros de concreto y puentes, se ha encontrado q la respuesta histerética más



apropiada³ es la llamada Takeda “Delgado” (TT, por sus siglas en inglés), mostrada en la **Fig. 1.4**. La ecuación para el amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eq} es:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right)$$

Ec. 1.11

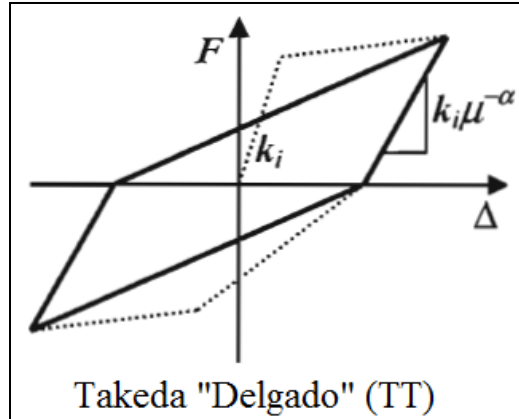


Fig.1.4. Respuesta histerética para puentes

1.4.4. Ecuación del cortante basal de diseño.

Los espectros de desplazamiento son en muchos casos lineales con el período efectivo. La pequeña no linealidad de períodos bajos es insignificante para el diseño basado en desplazamientos, dado que este es el período efectivo en la respuesta de desplazamiento pico. Para un desplazamiento de diseño Δ_d , y un amortiguamiento de diseño ξ , el período efectivo es:

$$T_e = T_c \cdot \frac{\Delta_d}{\Delta_{c,5}} \cdot \left(\frac{0.02 + \xi}{0.07} \right)^\alpha$$

Ec. 1.12

De la **Ec. 1.1**. Tenemos la rigidez efectiva en la respuesta pico:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2}$$

Ec. 1.13

De la ecuación 1.2 y 1.14.

$$V_{base} = K_e \Delta_d$$

Ec. 1.14

³ Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J., (2007); 1era Edición, p86



1.5. ESTRUCTURAS CON MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD (MGL).

1.5.1. Desplazamiento de diseño.

Las características del desplazamiento de diseño dependen de los desplazamientos de estado límite o deriva del miembro más crítico.

El perfil asumido de desplazamiento corresponde al primer modo inelástico en el nivel de diseño de excitación sísmica (FMS o First-Mode Shape). De modo que los cambios en las rigideces de miembros debidos a la acción inelástica en rótulas plásticas se toman en cuenta al principio del diseño. El desplazamiento de diseño será gobernado por la capacidad de rotación plástica de la columna más corta, que generalmente es el miembro más crítico en puentes.

1.5.2. Formas de desplazamiento.

- Puentes de varios claros.

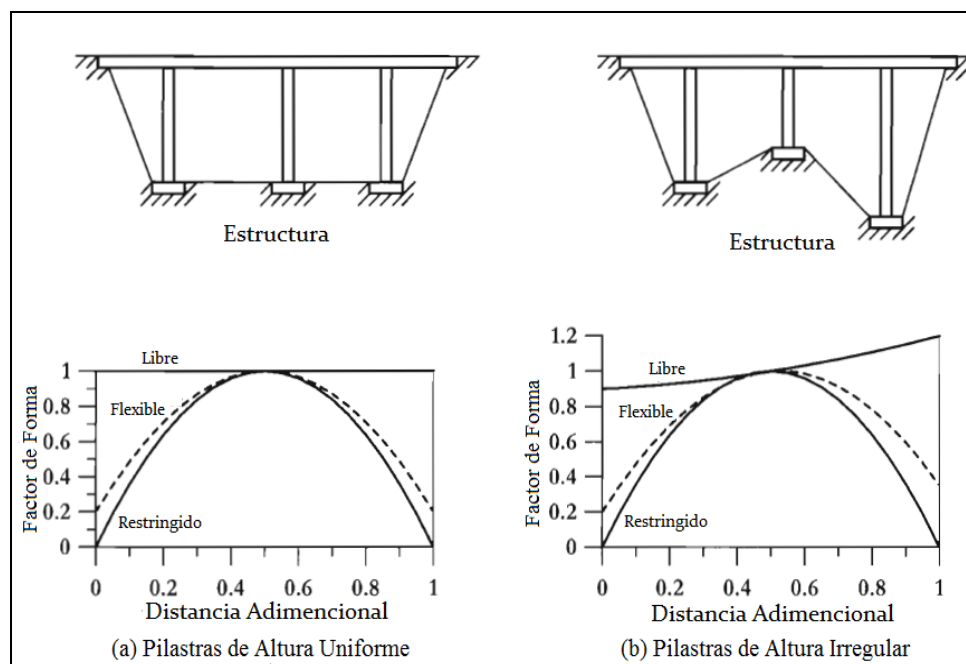


Fig. 1.5. Perfiles de desplazamiento transversal de diseño para puentes.

Los perfiles de desplazamiento transversal dependerán fuertemente de las rigideces relativas de columnas, y aún más del grado de restricción al desplazamiento lateral que tienen los estribos y la rigidez de la superestructura.

1.5.3. Masa efectiva.

La sustitución de un sistema inelástico por un sistema elástico con período efectivo T_e y amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eq} permite deducir que el trabajo equivalente entre los sistemas MGL y de UGL se traduce en desplazamiento y masa del sistema (Δ_{sys} y m_e).



La masa efectiva es:

$$m_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) / \Delta_d \quad \text{Ec. 1.15}$$

Δ_i y m_i son los desplazamientos y las masas de cada pilastra y estribo que conforman el sistema de múltiples grados de libertad.

1.5.4. Amortiguamiento viscoso equivalente.

Amortiguamiento del sistema: este depende del sistema estructural y de la demanda de ductilidad de desplazamiento. En general, cuando diferentes elementos estructurales con diferentes resistencias y factores de amortiguamiento contribuyen, el amortiguamiento global puede hallarse con la media ponderada basada en la energía disipada para cada elemento.

$$\xi_e = \sum_{j=1}^m (V_j \Delta_j \xi_j) / \sum_{j=1}^m (V_j \Delta_j) \quad \text{Ec. 1.16}$$

1.6. EFECTOS P-Δ.

Los efectos **P-Δ** son momentos de volteo inducidos por las cargas gravitatorias adicionales a los resultantes de las fuerzas laterales inerciales, que se dan a medida que las estructuras se desplazan, de acuerdo a la nomenclatura de la **Fig. 1.6**. El momento basal es:

$$M = FH + P\Delta \quad \text{Ec. 1.17}$$

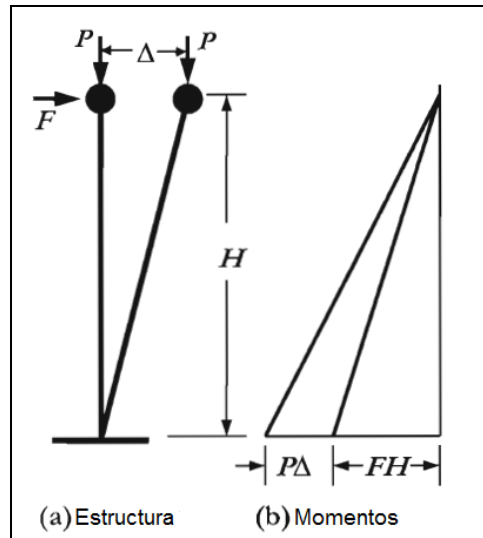


Fig. 1.6. Efectos **P-Δ** en momentos y respuestas de diseño.

Si la capacidad de momento basal M_D es desarrollada en respuesta inelástica, entonces la fuerza de inercia lateral que puede ser resistida se reduce a medida que se incrementa el desplazamiento, de acuerdo a la relación:

$$F = \frac{M_D - P\Delta}{H} \quad \text{Ec. 1.18}$$



La importancia de los efectos P- Δ es reconocida en la mayoría de los códigos, y cuantificada por el índice de estabilidad (**Ec. 1.19**). Se recomienda⁴ que los efectos P- Δ sean ignorados si $\theta_{\Delta} < 0.085$. Para valores mayores de este índice, se aumenta la resistencia nominal para representar estos efectos; normalmente, este incremento es ligeramente mayor al 50% del efecto P- Δ calculado.

$$\theta_{\Delta} = \frac{P\Delta_{max}}{M_D} \quad \text{Ec. 1.19}$$

1.6.1. Recomendaciones de diseño para el DDBD.

Al contrario del diseño basado en fuerzas, el desplazamiento máximo Δ_{max} se conoce desde el comienzo y la aplicación de los efectos P- Δ es encontrada antes de conocer la resistencia requerida.

La rigidez secante debe corresponder a la resistencia degradada, por tanto, la **Ec. 1.2** define la resistencia residual. La resistencia inicial, en términos de fuerza y momento basal, es entonces:

$$F = K_e \Delta_d + C \cdot \frac{P\Delta_d}{H} \quad \text{Ec. 1.20}$$

$$M_B = K_e \Delta_d H + C \cdot P\Delta_d \quad \text{Ec. 1.21}$$

$$\text{Si } \theta_{\Delta} > 0.10 \rightarrow C = 0.5$$

El coeficiente C debería ser igual a 1. Sin embargo, análisis de los lazos histeréticos y los ITHA indican que más energía será absorbida para el Δ_d final y la resistencia degradada, que para un diseño en el que los efectos P- Δ no son requeridos, particularmente en el concreto.

En estructuras de concreto, cuando $\theta_{\Delta} > 0.1$, la capacidad de momento basal de diseño debería ser amplificada para efectos P- Δ , como se indica en la **Ec. 1.21**. Para valores menores del índice de estabilidad los efectos P- Δ pueden ser ignorados. Se recomienda que θ_{Δ} no exceda 0.33.

1.7. IMPLICACIÓN DE LA RIGIDEZ EN EL DDBD.

De acuerdo con el diseño basado en fuerzas, requerirá ubicar fuerza cortante entre las pilastras en proporción a la rigidez elástica de la pilastra. Esto está basado en la suposición de que los desplazamientos de fluencias y la demanda de ductilidad para las pilastras pueden ser igualados distribuyendo la resistencia en proporción a la rigidez.

En DDBD, la rigidez inicial es considerablemente irrelevante, y la relación entre la razón del refuerzo a flexión en la pilastra es la escogencia del diseñador. Normalmente la misma razón de refuerzo será escogido, y la capacidad de momento de la rótula plástica de flexión será la misma. Esto implica distribuir la fuerza total sísmica entre la pilastra en proporción inversa a su altura, como indicado en la **Tabla 1.2**.

⁴ Pauley, T. y Priestly, M.J.N.; 1992, p 744.



Tabla 1.2. Diferencia entre parámetros de Diseño basado en fuerzas y Diseño basado en desplazamientos para puentes bajo excitación longitudinal.

Item	Diseño basado en fuerzas	DDBD
Desplazamiento de Fluencia	Igual	$\propto H^2$
Demanda de Ductilidad	Igual	$\propto 1/H^2$
Rigidez	$\propto 1/H^3$	$\propto 1/H$
Cortante de Diseño	$\propto 1/H^3$	$\propto 1/H$
Momento de Diseño	$\propto 1/H^2$	Igual
Razón de Refuerzo	$\propto 1/H^2$	Igual

1.8. HERRAMIENTAS DE ANÁLISIS PARA EL DDBD.

1.8.1. Respuesta Fuerza Desplazamiento (F- Δ) de miembros de concreto reforzado.

La respuesta F- Δ sirve para definir las resistencias de sección, curvaturas de estado límite y también la rigidez elástica. A partir de estos datos las características F- Δ de miembros y estructuras pueden generarse directamente.

1.8.1.1. Análisis M- ϕ .

En el Diseño Directo Basado en Desplazamientos el refuerzo a flexión es diseñado usando un análisis momento curvatura, proporcionando la resistencia requerida para un nivel de curvatura compatible con la demanda de ductilidad del elemento.

El análisis momento curvatura en este documento se realizó con el programa XTRACT™, VERSIÓN 3.0.8 (2007).

XTRACT comenzó como una herramienta académica y de investigación en la Universidad de California en Berkeley como un programa titulado UCFyber. En su infancia, UCFyber fue el primer programa interactivo basado en Microsoft Windows que realizaba análisis de Momento-Curvatura para secciones transversales de concreto reforzado. El programa tenía la capacidad de realizar análisis realistas de secciones transversales que incorporaban los efectos de aumento de la resistencia y la ductilidad del hormigón confinado así como el comportamiento no lineal de acero dentro de un entorno gráfico.

XTRACT es una herramienta importante para el análisis de ingeniería sísmica cuando se requiere una evaluación realista de las capacidades de momento y curvatura de una sección transversal. Se puede manejar la entrada y el análisis de cualquier sección transversal arbitraria (incluso con agujeros) compuesta de cualquier material de entrada a partir de los modelos de materiales no lineales disponibles. XTRACT se ha utilizado en muchos proyectos de alto perfil para los edificios y puentes.



1.8.1.2. Propiedades del concreto para análisis M-φ.

Modelo de Mander.

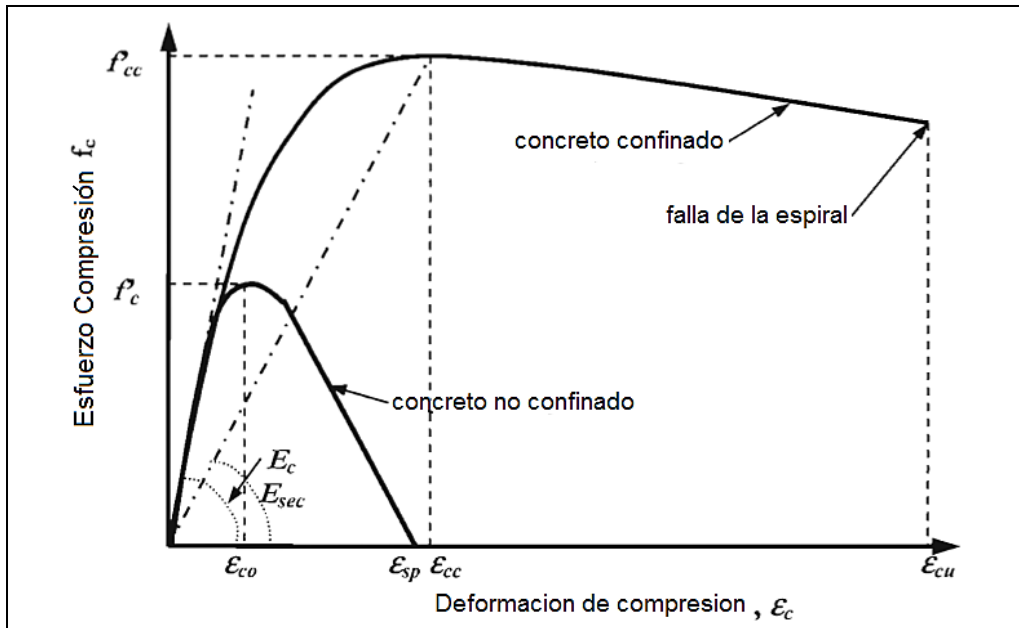


Fig. 1.7. Modelo esfuerzo - deformación para compresión en concreto.

Las relaciones esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado pueden ser descritas por el modelo de Mander. La curva esfuerzo-deformación de este modelo calcula la resistencia a la compresión y los valores de deformación última como una función del acero de confinamiento (refuerzo transversal).

El núcleo presenta resistencia a la compresión aumentada, así como la capacidad de deformación; esto se explica por la acción del refuerzo transversal (espirales o estribos bien detallados). Esta, en conjunto con el refuerzo longitudinal, restringe la expansión lateral del concreto en el comienzo del aplastamiento, manteniendo la integridad del núcleo.

La expansión provoca que el refuerzo transversal entre a trabajar en tensión, y a su vez comprima el núcleo. La presión radial máxima de confinamiento se asume cuando el refuerzo transversal alcanza el esfuerzo de fluencia (f_{yh}).

- **Presión de confinamiento del núcleo.**

Columna circular:

$$f_l = \frac{2f_{yh}A_h}{D's} = 0.5\rho_v f_{yh} \quad \text{Ec. 1.22}$$

$$\rho_v = 4A_h/D's$$

El refuerzo transversal también actúa para restringir el pandeo del refuerzo longitudinal debido a la compresión antes del cierre de la grietas (el pandeo puede ocurrir luego de que ya uno de los lados haya sido sujeto a tensión inelástica en un movimiento anterior,



asociado a las grietas en el mismo lado); una vez que se cierran en el mismo movimiento, la rigidez del concreto hace su trabajo.

A causa de lo anterior, el pandeo en las barras depende más de las deformaciones inelásticas a tensión que de las características de compresión. Para evitar este pandeo, se plantea un espaciamiento de refuerzo transversal máximo relacionado al diámetro de las barras.

Para secciones rectangulares, la presión máxima de confinamiento radial es:

$$f_l = 0.5C_e\rho_v f_{yh} \quad \text{Ec. 1.23}$$

El coeficiente C_e generalmente se toma igual a 1 para diseño de secciones circulares. Para rectangulares se toman valores entre 0.75 y 0.85, dependiendo de la razón s/h_c y el n° de barras longitudinales.

Las ecuaciones para la obtención de las curvas de la **Fig. 1.7** son las siguientes:

$$f_c = \frac{f'_{cc}x \cdot r}{r-1+xr} \quad \text{Ec. 1.24}$$

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.254 \right) \quad \text{Ec. 1.25}$$

$$x = \varepsilon_c / \varepsilon_{cc} \quad \text{Ec. 1.26}$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left(1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right) \quad \text{Ec. 1.27}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad \text{Ec. 1.28}$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} = 60,000 \sqrt{f'_c} \text{ (psi)} \quad \text{Ec. 1.29}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad \text{Ec. 1.30}$$

1.8.1.3. Propiedades del acero de refuerzo para análisis M-φ.

En el diseño convencional la resistencia de diseño es f_y , o sea, el incremento de esfuerzo debido al Endurecimiento por Deformación (SH por sus siglas en inglés) se ignora. Esta porción de la característica es importante para el DDBD, pues se espera que la resistencia requerida sea igual a la resistencia en el desplazamiento de diseño esperado, y no una estimación baja de resistencia fluencia.



Las tres etapas de la curva esfuerzo-deformación monótona son:

$$\text{Elástica: } 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y: \quad f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y \quad \text{Ec. 1.31}$$

$$\text{Meseta de fluencia: } \varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}: \quad f_s = f_y \quad \text{Ec. 1.32}$$

Endurecimiento por deformación: $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$:

$$f_s = f_u \left[1 - (f_u - f_y) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^2 \right] \quad \text{Ec. 1.33}$$

Los valores típicos para las características de esfuerzo-deformación dependen del tipo y grado de acero. Para el acero de refuerzo grado 60 (mínimo $f_y = 60 \text{ ksi} = 414 \text{ MPa}$), el SH usualmente comienza en $\varepsilon_{sh} = 0.008$; la deformación última es alrededor de $\varepsilon_{su} = 0.10 \sim 0.12$; y la razón del esfuerzo último al de fluencia es $f_u/f_y = 1.35 \sim 1.50$.

Para el estado límite de control de daño, la deformación a compresión del concreto es relacionada con la razón volumétrica del refuerzo transversal y es definida por la **Ec. 1.35**. La deformación de tensión de refuerzo máximo es definido por:

$$\varepsilon_{s,dc} = 0.6 \varepsilon_{su} \quad \text{Ec. 1.34}$$

1.8.1.4. Límites de deformación para análisis M-φ:

a) Deformación por Compresión para el estado límite de Control de daño:

$$\varepsilon_{c,dc} = 0.004 + \frac{C_2 \rho_v f_{yh} \varepsilon_{su}}{C_1 f'_{cc}} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_v f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad \frac{C_2}{C_1} = 1.4 \quad \text{Ec. 1.35}$$

La **Ec. 1.35** se considera aproximada debido a que:

- Está basada puramente en compresión axial del núcleo (dará estimados conservadoramente bajos si se toma en cuenta flexión más carga axial). No toma en cuenta el efecto confinante de los miembros adyacentes (fundaciones, columnas en las que rematan las vigas, etc.).
- Lo conservador de esta ecuación infiere un factor de 1.3 a 1.6 de sobrestimación respecto a los valores reales, lo cual se considera adecuado para el estado límite de Control de Daño.

b) Deformación por Compresión para el estado límite de Servicio:

Sería una estimación conservadora de la deformación a la cual el descascaramiento comienza. En la respuesta sísmica, las mayores deformaciones de compresión casi siempre actúan adyacentes a un miembro de soporte (por ej., una viga asísmica), lo que ayuda a restringir el descascaramiento. Para concreto, se usará $\varepsilon_{c,s} = 0.004$.

c) Deformación por Tensión para el estado límite de Control de Daño.

Es inapropiado usar la deformación última ε_{su} como la máxima permisible. Primero porque, bajo carga cíclica, la deformación máxima a tensión se ve reducida por la máxima a



compresión alcanzada en un ciclo anterior. Segundo, el pandeo que se desarrolla bajo altas deformaciones de tensión genera fatiga a niveles muy por debajo de ε_{su} . Por último, el deslizamiento entre acero y concreto en la sección crítica resulta en deformaciones del refuerzo menores que las predichas por una hipótesis de “sección plana”.

Basado en lo anterior, se recomienda⁵ que $\varepsilon_s = 0.6\varepsilon_{su}$, como se nota en la **Ec. 1.34**. Se debe cuidar que esta ocurra sin que haya pandeo del refuerzo longitudinal, limitando el espaciamiento del refuerzo transversal de acuerdo a $s \leq (3 + 6(f_u/f_y - 1)) d_{bl}$, donde d_{bl} es el diámetro de la barra longitudinal.

d) Deformación por Tensión para el estado límite de Servicio.

En el pasado, se ha tratado de no sobrepasar f_y lo cual se ha demostrado que es excesivamente conservador. Es más probable que el aspecto crítico sea más bien el ancho de grietas residuales luego de la acción sísmica, debido al peligro de corrosión. En ambientes normales (no corrosivos), grietas residuales de 1 mm son aceptables, para lo cual se recomienda:

$\varepsilon_{s,s} = 0.015$ Para elementos con cargas gravitatorias a compresión.

$\varepsilon_{s,s} = 0.010$ Para elementos sin compresión axial (vigas).

1.8.1.5. Resistencia de Materiales para el DDBD.

El enfoque conservador del diseño tradicional tiene relevancia para el diseño de cargas gravitatorias, en el que las consecuencias de una resistencia reducida ($\phi_f M_N$) que sea menor que la demanda serían catastróficas.

En cambio, en diseño sísmico se espera que la capacidad a momento sea considerablemente menor que la demanda resultante de una respuesta totalmente elástica.

Incorporar medidas extremadamente conservadoras y factores de reducción solo hará que la resistencia de la sección sea más alta que la necesaria, sin evitar que se desarrolle el estado inelástico, con considerable demanda de ductilidad.

Por todo esto, se recomienda no usar factores de reducción en zonas de rótula plástica potencial. Más bien, Priestley exhorta a usar resistencias de materiales aumentadas:

$$f'_{ce} = 1.3f'_c \quad \text{Ec. 1.36a}$$

$$f_{ye} = 1.1f_y \quad \text{Ec. 1.36b}$$

El valor de f'_{ce} reconoce lo conservador de los diseños de mezcla (el hecho de que la resistencia a los 28 días es teóricamente 20% mayor de lo asumido, y el incremento de resistencia más allá de los 28 días hasta la aplicación de las cargas).

Límite superior de resistencia estimable para rótulas plásticas correspondientes al diseño por capacidad:

⁵ Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J., (2007); 1era Edición, p143.



$$f'_{co} = 1.7f'_c \quad \text{Ec. 1.37a}$$

$$f_{yo} = 1.3f_y \quad \text{Ec. 1.37b}$$

1.8.1.6. Respuesta Fuerza-Desplazamiento a partir de la gráfica $M - \phi$.

El procedimiento clásico consiste en hallar los momentos con la Fuerza Lateral especificada (F):

$$M_{(h)} = F \cdot h \quad \text{y} \quad M_{base} = F \cdot H \quad \text{Ec. 1.38}$$

Entre las desventajas del enfoque anterior se encuentran las siguientes:

- ❖ El Cambio de Tensión es ignorado. La influencia de la fuerza cortante causa que las grietas de tensión se inclinen, con el resultado de que la hipótesis de “secciones planas” es incorrecta y las deformaciones de tensión serán subestimadas.
- ❖ Ignora la deformación por cortante.
- ❖ Ignora la deformación de anclaje (Strain-Penetration o SP). En el caso de una columna, la curvatura no cae abruptamente a cero en la base, sino que tanto la tensión como la compresión se disiparán a medida que aumente la profundidad bajo la base (en el lado de tensión, implica un ligero levantamiento de la barra en la sección de la base).
- ❖ Si el descascaramiento del concreto externo causa reducción del área neta de la sección, esto generalmente resulta en respuestas Momento-Curvatura con pendientes negativas. En dichos casos, se ha observado que los desplazamientos continúan incrementándose mientras los momentos decrecen.

Solución del DDBD:

Es un enfoque basado en la longitud de rótula plástica (L_P), sobre la cual la deformación y curvatura son consideradas iguales al máximo en la base de la columna. L_P incorpora la longitud de SP (Ver **Fig. 1.8**), en la cual también la deformación y curvatura se consideran constantes e iguales al máximo.

En elementos de concreto a flexión, la deformación de anclaje (SP) se produce a lo largo de las barras de refuerzo longitudinal que están totalmente ancladas en elementos conectados de concreto, causando deslizamiento a lo largo de una longitud parcial de anclaje, así como rotación en el extremo conectado de los miembros sometidos a flexión. Ignorar SP en los análisis subestimarán las deflexiones y elongaciones de los miembros, y sobrestimarán la rigidez, capacidad de disipación de energía histerética, deformación, y curvaturas de sección.

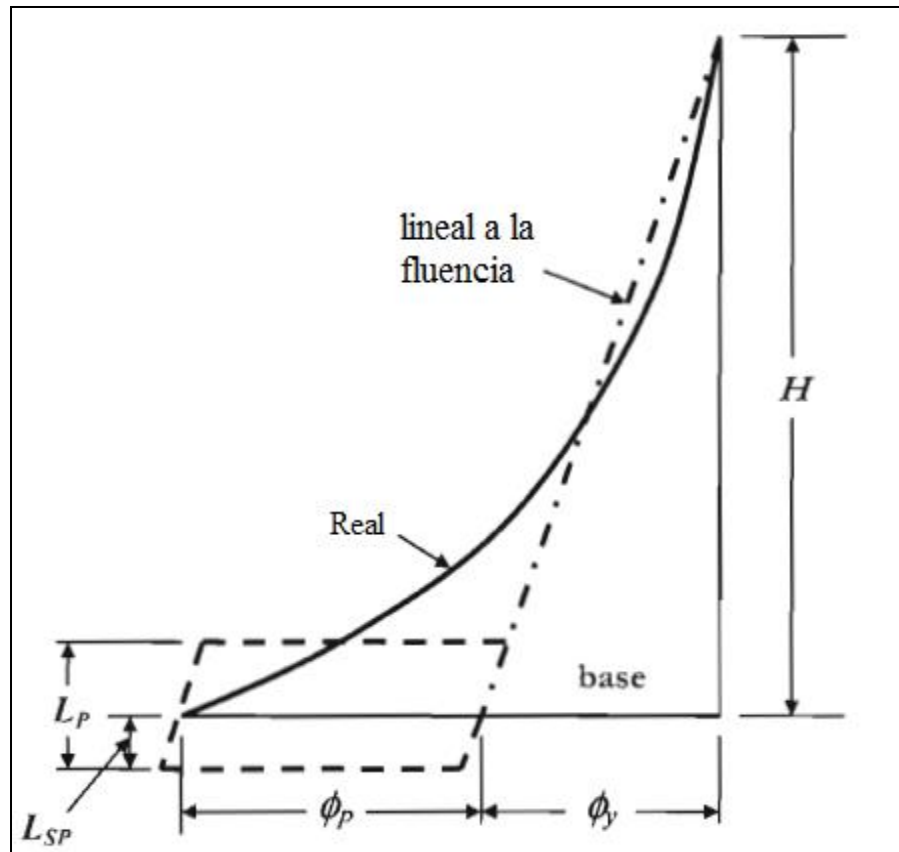


Fig. 1.8 Idealización de distribución de curvatura.

$$L_{SP} = 0.022 f_{ye} d_{bl} \quad (f_{ye} \text{ en MPa}); \quad L_{SP} = 0.15 f_{ye} d_{bl} \quad (f_{ye} \text{ en ksi}) \quad \text{Ec. 1.39}$$

$$L_P = k L_C + L_{SP} \geq 2 L_{SP} \quad \text{Ec. 1.40a}$$

$$k = 0.2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08 \quad \text{Ec. 1.40b}$$

L_{SP} : Longitud de penetración de anclaje.

L_P : Longitud de rótula plástica.

L_C : longitud de la sección crítica al punto de contraflexión del elemento.

La ecuación **Ec. 1.40b** enfatiza la importancia de la relación f_u/f_y . Si este valor es alto, las deformaciones plásticas se expanden más allá de la sección crítica a medida que el refuerzo en dicha sección sufre los efectos del SH, de modo que se incrementa L_P . Si la relación f_u/f_y es baja, la plasticidad se concentra cerca de la sección crítica, resultando en una longitud de rótula plástica corta.

Examinando la **Fig. 1.8**, se puede observar la distribución lineal de la curvatura por encima de L_P . Esta compensa los aumentos de desplazamiento causados por el Cambio de Tensión y, al menos parcialmente, por los cortantes.



La respuesta Fuerza-Desplazamiento para la columna en voladizo de la **Fig. 1.8** puede ser derivada de la respuesta Momento-Curvatura con las siguientes ecuaciones:

$$F = M/H \quad \text{Ec. 1.41}$$

$$\Delta_y = \frac{\phi_y(H+L_{SP})^2}{3} \quad \text{Ec. 1.42}$$

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p = \Delta_y + \phi_p L_p H = \Delta_y + (\phi_u - \phi_y) * L_p H \quad \text{Ec. 1.43}$$

La **Ec. 1.43** implica que el centro de rotación plástica ocurre en el extremo del miembro, lo cual es exacto cuando $L_p = 2L_{SP}$ y es una aproximación aceptable en todos los casos.

Esta es la representación bilineal (**Fig. 1.9**):

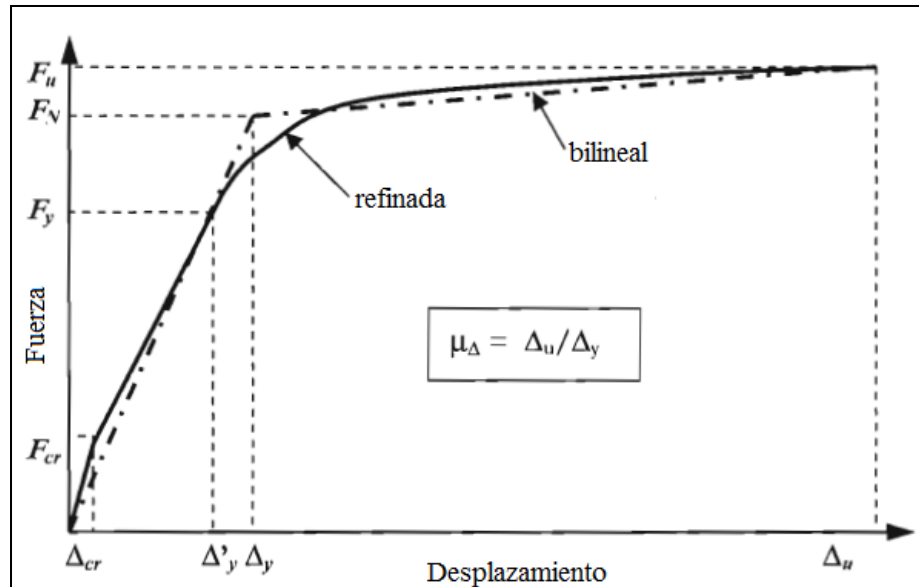


Fig. 1.9. Respuesta Fuerza-Desplazamiento.

1.8.2. Requerimientos de diseño por Capacidad:

El DDBD es un medio para determinar la resistencia requerida de localizaciones donde se pretenden rotaciones inelásticas (rótulas plásticas). Para asegurar que estas no ocurran en otras partes de la estructura, y que modos indeseables de deformación inelástica, tales como falla por cortante, no se desarrollen, la Resistencia Confiable de estas localizaciones y acciones se fija más alta que los niveles de fuerza en dichas localizaciones, correspondientes a la máxima resistencia factible que se desarrolla en las rótulas plásticas.

Lo anterior reconoce que, en el diseño dúctil, son las resistencias reales, y no las resistencias de diseño conservadoras, las que se desarrollarán en el sismo de diseño.

Existe un número de razones por las cuales la resistencia a flexión real puede exceder la resistencia de diseño:



- Las resistencias de materiales (por ejemplo: f'_c , f_y), puede exceder los valores nominales o característicos.
- La resistencia a flexión en métodos convencionales puede incorporar un factor de reducción (o factor parcial del material).
- El SH del refuerzo puede no haber sido considerado en la determinación de la capacidad a flexión de sección.
- Las dimensiones de sección o cantidad de refuerzo pueden exceder los valores exactos requeridos para igualar la resistencia requerida.

Una sección o acción protegida por capacidad necesitaría tomar en cuenta estos posibles incrementos de la resistencia a flexión en la rótula plástica, y ser diseñada para la acción apropiada en equilibrio con la resistencia aumentada de la rótula plástica.

Con el diseño convencional, el valor del factor de sobrerresistencia ϕ^o puede ser grande, debido a las razones mencionadas anteriormente. Puesto que el DDBD está basado en la resistencia requerida al máximo desplazamiento, con suposiciones menos conservadoras acerca de las resistencias de los materiales y de factores de reducción, son apropiados factores de sobrerresistencia menores, reduciendo el costo de implementar el diseño por capacidad.

La combinación de las resistencias: f'_{co} , f_{yo} y f_{yho} (Sección 1.8.1.5), es apropiada para determinar la resistencia requerida en la superestructura y otros miembros del puente. Sin embargo, sería inconsistente usarla para la resistencia al cortante de la pilastra, pues está basada en resistencias máximas factibles de concreto y refuerzo transversal, mientras que la capacidad por cortante utilizaría valores menores.

La combinación de las resistencias: $f'_{co} = f'_{ce}$ y $f_{yho} = f_{yh}$ sería la apropiada para estimar la capacidad por cortante de la pilastra.

La combinación con los valores mínimos (nominales) de resistencia de materiales (f'_c , f_y y f_{yh}) es la usada en el diseño basado en fuerzas. Estos procedimientos de diseño actuales son conservadores debido a que el SH es ignorado, la deformación máxima de fibra extrema ϵ_{cu} debería asumirse como 0.003; esto es aún más evidente si se incorpora el factor de reducción de resistencia a flexión $\phi = 0.9$.

Para algunas estructuras simples, el cálculo del factor de sobrerresistencia puede considerarse innecesario. En estos casos, se puede emplear los siguientes valores conservadores:

- Si el modelo para el refuerzo a flexión está basado en el SH, entonces $\phi^o = 1.25$.
- Si el SH es ignorado para determinar las propiedades de sección requeridas, entonces $\phi^o = 1.6$.

1.8.3. Resistencia Reducida de acciones protegidas por Capacidad.

La capacidad reducida de la acción protegida debe ser al menos igual a la demanda. El uso del factor de reducción ϕ_s está justificado, por ejemplo, con la resistencia por cortante: insuficiente resistencia en la columna de un puente para lidiar con los cortantes asociados



a la sobrerresistencia a flexión en rótulas plásticas, conlleva a una falla por cortante e incapacidad para soportar cargas gravitatorias.

1.8.3.1. Resistencia a Cortante de miembros de concreto - Modelo UCSD⁶ modificado.

Estudios independientes⁷ han indicado que este enfoque provee mejor concordancia con los resultados experimentales. El cortante de diseño está dado por la **Ec. 1.44**, y cada uno de los mecanismos resistentes al cortante está explicado por separado a continuación:

$$V_{des} = \phi_s V_{cap} = \phi_s (V_C + V_S + V_P) \quad \text{Ec. 1.44}$$

a) Mecanismos del Concreto (VC):

El componente clave de estos mecanismos en miembros fisurados por flexión es provisto por el entrelazamiento del agregado en las fisuras ríspidas. En regiones de rótula plástica, la resistencia del entrelazamiento se reduce a medida que las grietas de flexión/cortante se amplían. Esta también depende de la razón de aspecto (definida como el cociente de la distancia que separa a la sección crítica del punto de contraflexión entre la profundidad de la sección: M/VD), y del porcentaje de refuerzo ($\rho_l = A_{sl}/A_g$). El valor de la resistencia viene dado por:

$$V_C = k\sqrt{f'_{ce}} \cdot A_e = \alpha\beta\gamma\sqrt{f'_{ce}} \cdot (0.8A_g) \quad \text{Ec. 1.45}$$

$f'_{ce}: MPa$

Donde α , β , γ son factores por razón de aspecto, razón de refuerzo longitudinal y ductilidad de curvatura, respectivamente.

$$1 \leq \alpha = 3 - \frac{M}{VD} \leq 1.5 \quad \text{Ec. 1.45a}$$

$$\beta = 0.5 + 20\rho_l \leq 1 \quad \text{Ec. 1.45b}$$

El valor de γ está dado por la **Fig. 1.10** para columnas de concreto. Aquí, la primera variable es la demanda de ductilidad de curvatura, relacionada con el ancho de fisuras en la región de rótula plástica. La segunda variable es el modo de ductilidad: se ha encontrado que la resistencia del miembro por mecanismos de concreto se degrada más rápido si este está sujeto a demandas de ductilidad en dos direcciones ortogonales (demanda biaxial).

⁶ UCSD: Universidad de California en San Diego.

⁷ Kowalsky, M.J. y Priestley M.J.N.; ACI Journal, Vol. 97(3), 2000, p. 388-396.

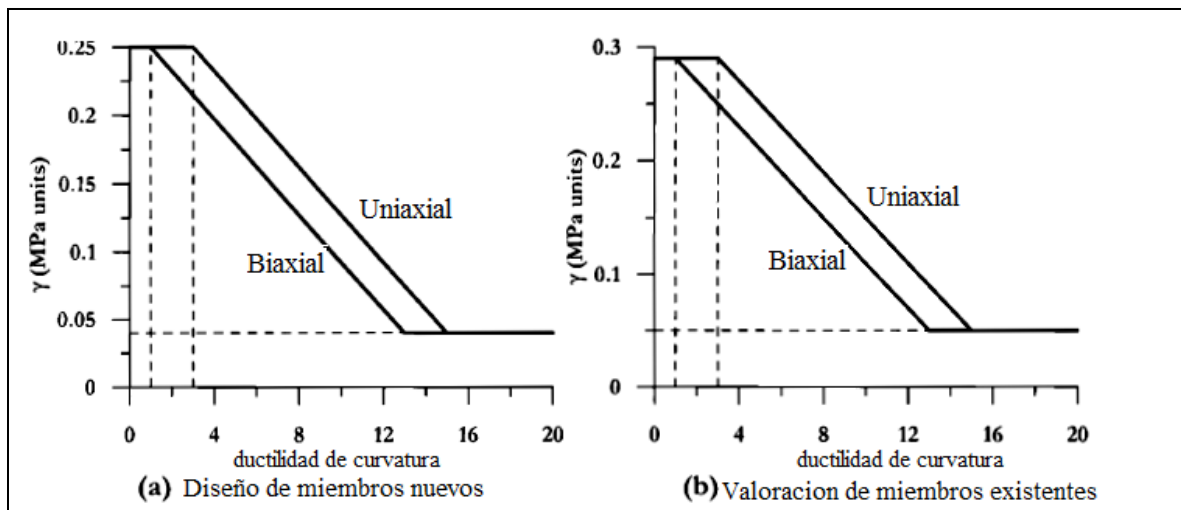


Fig. 1.10 Componente de Ductilidad del mecanismo de resistencia por cortante del concreto para columnas.

Para vigas, se recomienda una reducción de la **Ec. 1.45** del 20%, para compensar por las menos satisfactorias condiciones de confinamiento con respecto a las columnas. Así mismo, se recomienda que para el cálculo de β sea usada el área de acero a tensión y no la de refuerzo total.

La reducción de resistencia al cortante por ductilidad (γ) solo aplica para regiones de rótula plástica potencial. En partes de miembros situadas entre rótulas plásticas y en miembros protegidos por capacidad, γ será el equivalente a $\mu_\phi = 1$.

b) Componente de Carga Axial (VP):

El aumento de resistencia al cortante debido a carga axial, se considera independiente (**Ec. 1.44**), resultante de un “puntal” de compresión (ver **Fig. 1.11** para columnas y **Fig. 1.12** para vigas). En vigas, la carga axial será generalmente baja, pero en algunas estructuras (como pilastras multi-columna de puentes), su influencia en la resistencia a cortante puede ser sustancial. Los casos para columnas se exponen a continuación:

- Doble flexión: el “puntal” sale del centro de una zona de compresión al centro de la otra.
- Voladizo: la carga aplica desde el centro de la columna hasta el centro de la zona de compresión desde el otro extremo. El ángulo del “puntal” es menor y, por tanto, la contribución a la resistencia es menor.

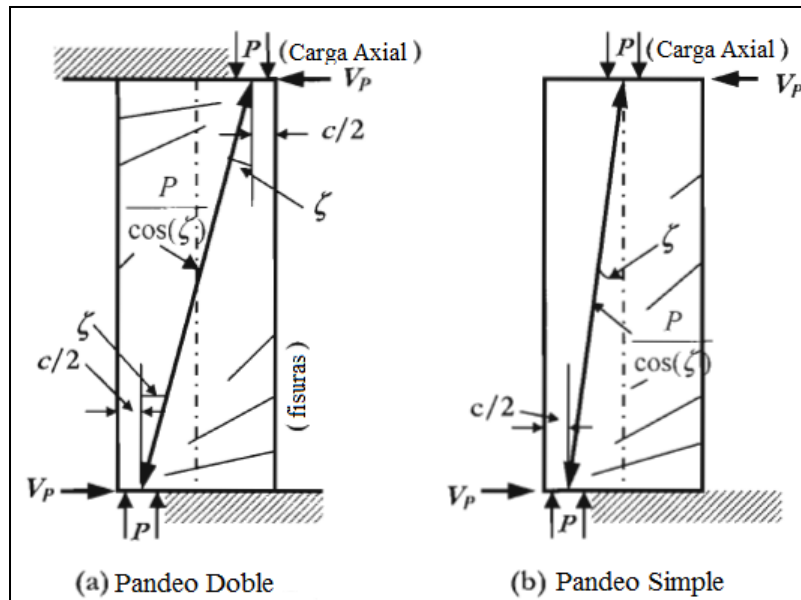


Fig. 1.11. Contribución de la fuerza axial a la resistencia cortante de la columna.

En una viga, debido a la fuerza inercial uniformemente distribuida, la carga axial varía a lo largo del claro: tensión axial en un extremo, y compresión axial en el otro, excepto cuando es una viga presforzada. El componente vertical puede añadirse o resistir al cortante aplicado, dependiendo de si la fuerza axial es a compresión o a tensión.

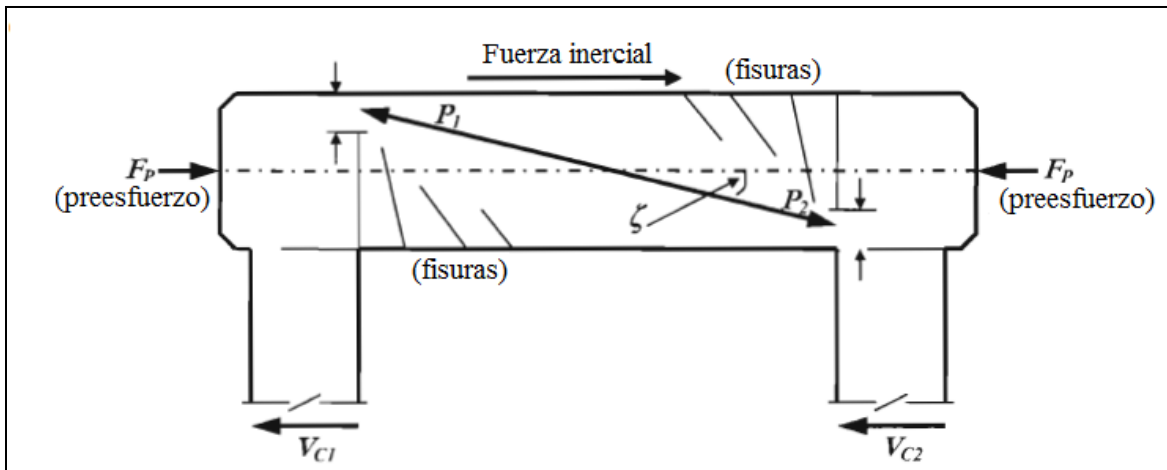


Fig. 1.12 Contribución de la fuerza axial a la resistencia cortante de un marco.

El valor de diseño está dado por la **Ec. 1.46**, que incluye un factor conservador de 15% de reducción:

$$V_p = 0.85P \cdot \tan \zeta$$

Ec. 1.46



c) Mecanismo del Refuerzo Transversal:

La ilustración de la columna rectangular de la **Fig. 1.13a** sirve también para vigas rectangulares o T. θ es el ángulo promedio de las grietas de flexión/cortante. Las capas de refuerzo transversal cruzadas por la grieta actúan transfiriendo algo de la fuerza cortante a través de la grieta. La máxima fuerza transferible por una capa de área A_v depende de la resistencia de fluencia del acero y de la orientación de las barras respecto al eje de aplicación del cortante.

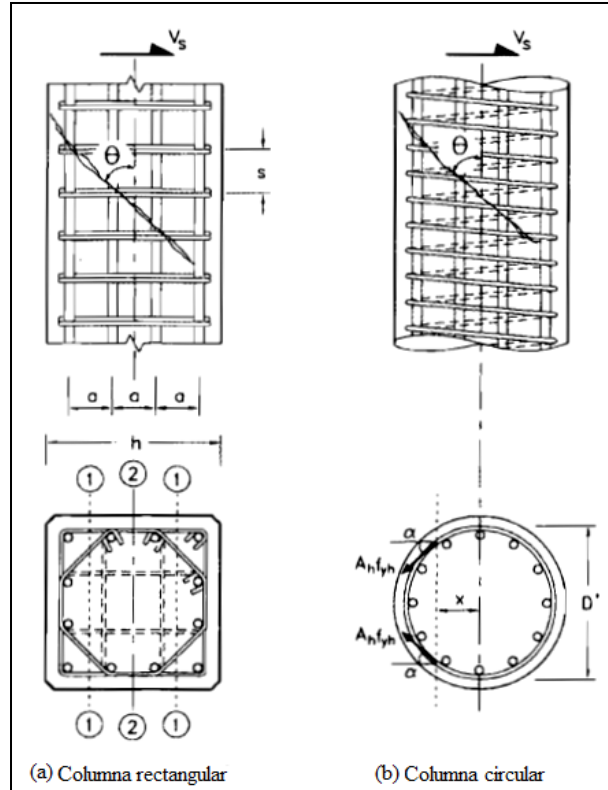


Fig. 1.13. Efectividad del refuerzo transversal para resistencia cortante de columnas.

En el caso de una columna circular, la orientación de la fuerza que restringe a la grieta depende de la posición en que esta se interseca con el aro. En la línea central de la columna, la fuerza $A_h f_{yh}$ es paralela al cortante aplicado, pero a medida que nos alejamos, el ángulo α va abriéndose de 0° a 90° y la fuerza de restricción efectiva ($A_h f_{yh} \cos(\alpha)$) decrece. De aquí se deriva la ecuación de la fuerza de restricción promedio:

$$F = \frac{\pi}{2} A_h f_{yh} \quad \text{Ec. 1.47}$$

El número de capas de refuerzo cruzadas por la grieta está dado por:

$$n = \frac{(D-c-c_0)}{s} \cdot \cot(\theta) \quad \text{Ec. 1.48}$$



Donde:

c = profundidad del Eje Neutro.

c_0 = recubrimiento medido hasta el centro del aro periférico.

Y la resistencia a cortante total por mecanismos del acero transversal puede estimarse como:

$$V_s = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{A_h f_y h (D - c - c_0) \cdot \cot(\theta)}{s} \quad \text{Ec. 1.49}$$

La **Ec. 1.49** se considera aproximada, pues la fuerza efectiva de la **Ec. 1.47** sería exacta solo si la grieta penetrara en el ancho completo de la columna; de todos modos, el error es pequeño y conservador.

La práctica común en EEUU es tomar un ángulo $\theta = 45^\circ$, lo cual es innecesariamente conservador. Se recomienda $\theta = 35^\circ$, que es un valor conservador también, pero menos.

Todos los principios anteriores pueden también aplicarse a vigas.

d) Factor de reducción de resistencia al cortante:

Se recomienda⁸ para diseño un $\phi_{s(v)} = 0.85$ aplicable a la **Ec. 1.44** a diferencia del factor de reducción de 0.75 estipulado por el ACI sección 9.3.2.

1.9. ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO.

1.9.1 Espectro de Aceleración Elástico

Hasta tiempos recientes los espectros de diseño para diseño sísmico de estructuras típicamente están especificados en los códigos de diseño como una forma espectral relacionada a las condiciones del suelo, modificada por un PGA (*Peak Ground Acceleration*, Aceleración Pico de Suelo) de diseño que refleja la sismicidad evaluada de la región donde la estructura sería construida.

• Forma característica de los espectros de aceleración:

El espectro elástico es preparado típicamente con un 5% de amortiguamiento viscoso asumiendo que esa es la capacidad de disipación de energía para una respuesta elástica. La gráfica crece a partir del PGA desde $T = 0$ a un valor máximo en un período T_a . La meseta típicamente tiene una respuesta de aceleración de 2.5 a 2.75 veces el PGA. La aceleración de la meseta continúa hasta un período de T_b , valor que depende de las condiciones de suelo en los estratos superficiales para períodos más grandes que T_b . A partir de este punto, la aceleración de respuesta se reduce típicamente en proporción a T , implicando una respuesta de velocidad constante.

La forma general del espectro de aceleración de Nicaragua puede ser definida por las siguientes ecuaciones dadas por RNC-2007:

⁸ Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J., (2007); 1era Edición, p180



$$a = S * \left[a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right] \quad \text{Si } T < T_a \quad \text{Ec. 1.50}$$

$$a = S * d \quad \text{Si } T_a < T < T_b \quad \text{Ec. 1.51}$$

$$a = S * d * \left(\frac{T_b}{T} \right) \quad \text{Si } T_b < T < T_c \quad \text{Ec. 1.52}$$

$$a = S * d * \left(\frac{T_b}{T_c} \right) \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 \quad \text{Si } T > T_c \quad \text{Ec. 1.53}$$

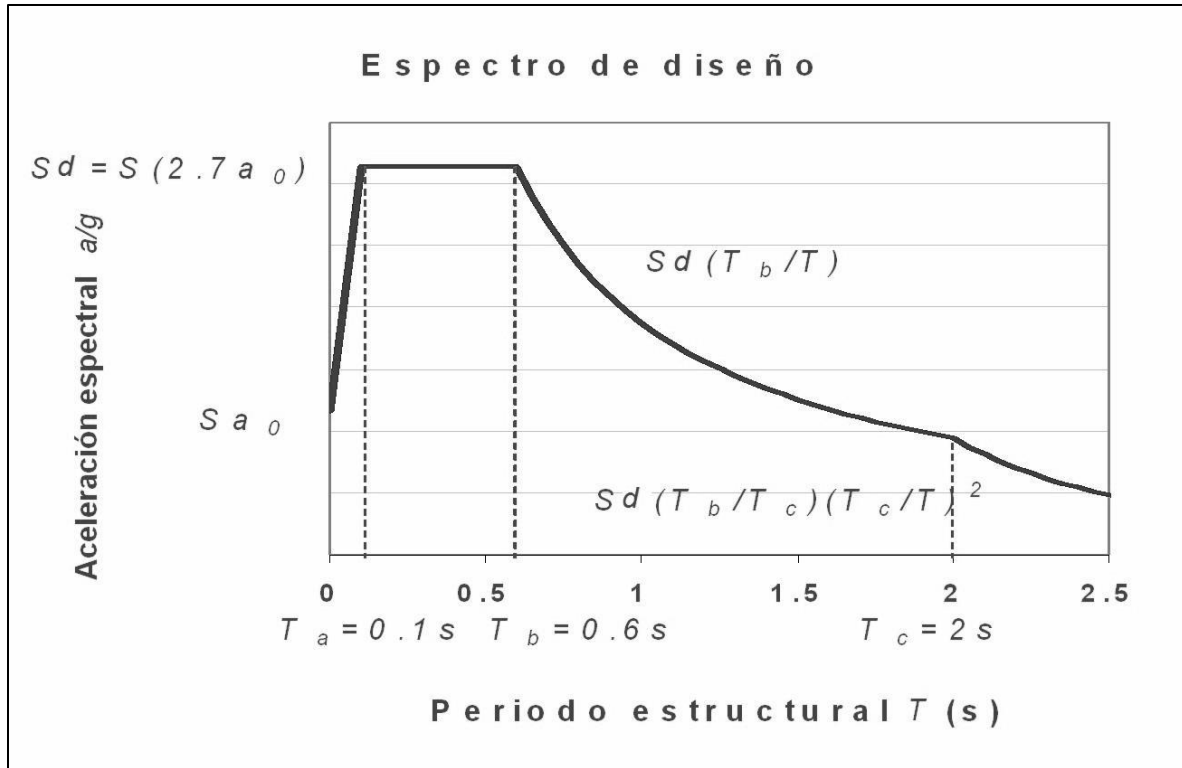


Fig. 1.14. Espectro de aceleraciones de diseño, RNC-2007.

1.9.2. Espectro de desplazamiento Elástico

Aunque muchos códigos aún no definen el espectro de desplazamiento de diseño estos son cada vez más comunes. Idealmente estos deberían ser desarrollados separadamente de los espectros de aceleración, aunque usando los mismos datos. Sin embargo, la mayoría de los espectros de desplazamiento reglamentados son generados a partir espectros de aceleración, asumiendo que la respuesta pico está gobernada por las ecuaciones de las respuestas sinusoidales de estado estacionario.

Así la relación entre desplazamiento y aceleración puede ser expresada como:

$$S_d = a \frac{T^2}{4\pi^2} \quad \text{Ec. 1.54}$$

a. Características del espectro de desplazamiento.

- Los espectros son esencialmente lineales en relación al llamado período de esquina T_c . Se ha encontrado que la no linealidad en los períodos bajos correspondientes al rango $T < T_b$ tiene poca relevancia para la mayoría de los diseños basados en desplazamiento.



- La forma general concuerda razonablemente bien con los espectros de respuesta generados directamente de los acelerogramas específicos.

b. Influencia del amortiguamiento y ductilidad en la respuesta de desplazamiento espectral.

La influencia de la ductilidad puede ser representada ya sea por amortiguamiento viscoso equivalente o directamente por espectros de desplazamiento inelásticos para diferentes niveles de ductilidad. El uso de espectros modificados por diferentes niveles de amortiguamiento requiere que se desarrollen relaciones entre ductilidad y amortiguamiento para cada regla histerética que se considere.

Si una relación entre desplazamiento elástico de período inicial y desplazamiento inelástico, tal como la aproximación de iguales desplazamientos, es asumida, entonces los espectros inelásticos pueden ser directamente calculados.

El espectro de desplazamiento, es reducido a un nivel de amortiguamiento de la estructura respecto al máximo desplazamiento que se espera durante el sismo de diseño. Una vez teniendo las propiedades del sistema equivalente UGL, el período efectivo de la estructura sustituta se obtiene en función del espectro de desplazamiento para el nivel de amortiguamiento esperado en la estructura, reduciendo el espectro elástico (al 5% de amortiguamiento), donde el factor de reducción espectral es:

$$R_{\xi} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi} \right)^{\alpha} \quad \text{Ec. 1.55}$$

Donde ξ es el amortiguamiento del sistema esperado en la estructura. El factor $\alpha = 0.25$ para sitios que se encuentran cerca de la falla y $\alpha = 0.5$ para otros sitios). Esta ecuación, propuesta por primera vez en la edición de 1998 del Eurocódigo, ha tenido resultados satisfactorios con curvas de análisis espectrales de registros actuales.

Asumiendo que: $a = S_d * \omega^2$ Si $\omega^2 = \frac{4\pi^2}{T^2}$ entonces $a = S_d * \left(\frac{4\pi^2}{T^2} \right)$ y $d = 2.7 * a_0$

* Para $T < T_a$

$$a = S * \left[a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right]$$

$$S_d * \left(\frac{4\pi^2}{T^2} \right) = S * \left[a_0 + ((2.7a_0) - a_0) \frac{T}{T_a} \right]$$

$$S_d = \left[\frac{S * a_0 \left[1 + 1.7 \frac{T}{T_a} \right]}{4\pi^2} \right] * T^2$$

* Para $T_a < T < T_b$

$$a = S * d$$

$$S_d * \left(\frac{4\pi^2}{T^2} \right) = S * 2.7 * a_0$$

$$S_d = \frac{(S * 2.7 * a_0) (T^2)}{4\pi^2}$$

* Para $T_b < T < T_c$

$$a = S * d * \left(\frac{T_b}{T} \right)$$

$$S_d * \left(\frac{4\pi^2}{T^2} \right) = S * (2.7a_0) * \left(\frac{T_b}{T} \right)$$

$$S_d = S * (2.7a_0) * \left(\frac{T_b}{T} \right) \frac{T^2}{4\pi^2}$$

$$S_d = S * (2.7a_0) * \frac{T_b * T}{4\pi^2}$$

* Para $T > T_c$

$$a = S * d * \left(\frac{T_b}{T_c} \right) \left(\frac{T_c}{T} \right)^2$$

$$S_d * \left(\frac{4\pi^2}{T^2} \right) = S * (2.7a_0) * \left(\frac{T_b}{T_c} \right) \left(\frac{T_c}{T} \right)^2$$

$$S_d = S * (2.7a_0) * \frac{T_b * T_c}{4\pi^2}$$



Ahora dándole valores del período a estas ecuaciones de desplazamiento construimos el espectro de desplazamiento ver **Fig. 1.15**.

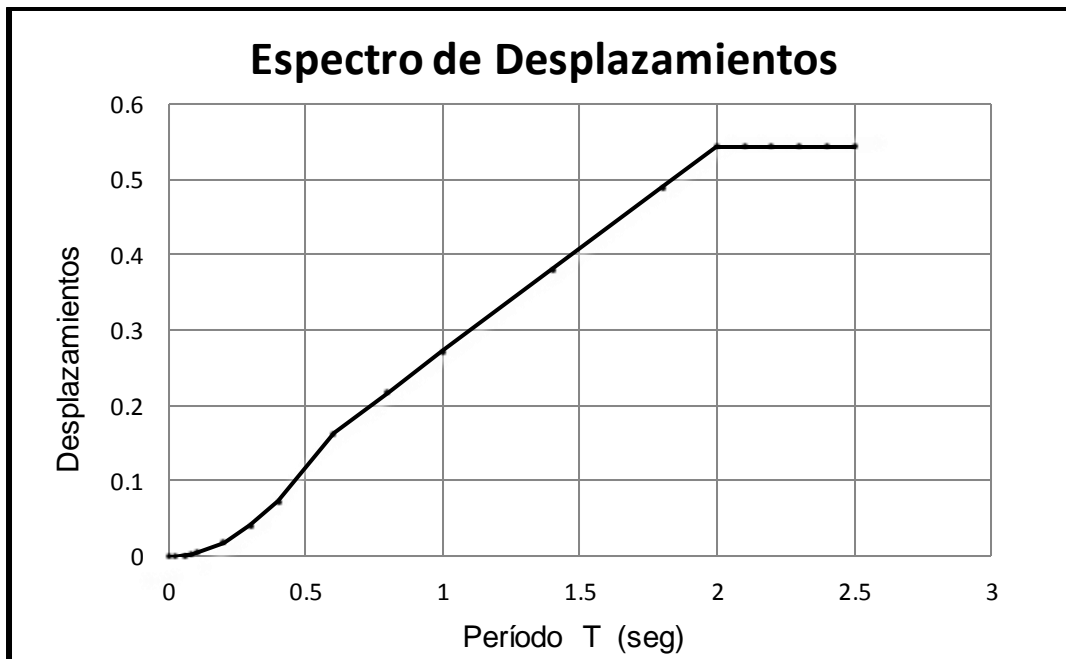


Fig. 1.15 Espectro de Desplazamiento generado a partir del espectro de aceleraciones del RNC 2007.



2. CARGAS EN EL PUENTE.

2.1. ESTADOS LÍMITE

De acuerdo a la **Sección 1.3.2 de la AASHTO** referente a los estados límite, todas las cargas deberán ser modificadas por el siguiente factor:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad \text{Ec. 2.1}$$

El factor γ es el factor de carga del LRFD. Dependiendo del caso de carga y del estado límite, puede aplicarse un γ_i mínimo y un γ_i máximo. Generalmente, se considera el factor máximo cuando el efecto de fuerza contribuye al esfuerzo máximo del elemento, y el mínimo cuando lo disminuye.

El modificador η considera la ductilidad, redundancia y clasificación operacional. Mientras las dos primeras se relacionan directamente a la resistencia física, la última concierne a las consecuencias de que el puente quede fuera de servicio.

$$\text{Para } \gamma_p \text{ máx.} \quad \eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

$$\text{Para } \gamma_p \text{ mín.} \quad \eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1$$

η_D : Se refiere al comportamiento que asegure el desarrollo de deformaciones inelásticas visibles y significativas antes de la falla, en los estados límites de Resistencia y Evento Extremo. Para diseños convencionales que estén regidos por las especificaciones de la AASHTO $\eta_D = 1$.

η_R : Se refiere a la contribución del miembro a la seguridad del puente como conjunto. Para niveles convencionales de redundancia $\eta_R = 1$

η_I : Se refiere a la categoría del puente de acuerdo a lo esencial de su utilización una vez concluido el evento de diseño. Para puentes típicos $\eta_I = 1$.

La Tabla 3.4.1–1 de la AASHTO LRFD presenta los factores de carga para las distintas combinaciones y estados límite.

El estado límite de Resistencia será adoptado para asegurar que sean provistas resistencia y estabilidad, tanto local como globalmente, para resistir las combinaciones de carga estadísticamente significativas que el puente deberá experimentar en su vida de diseño.

La combinación crítica que será analizada aquí para las cargas gravitatorias es:

Resistencia 1: combinación básica de carga relacionada al uso vehicular normal, sin viento.



2.2. CARGAS PERMANENTES

Esto incluye componentes de la estructura (DC), así como accesorios y utilidades adjuntas, recubrimientos de tierra, carpeta de rodamiento, futuros recarpeteos y ensanchamientos (DW); del mismo modo, también incluye las cargas de presión de tierra (EH y EV) y sobrecarga de tierra (ES y LS). **La Tabla 3.4.1–2 de la AASHTO** describe los factores máximos y mínimos que deberán ser adoptados para este tipo de carga.

2.3. CARGAS VIVAS:

2.3.1. Vehicular

a) Número de carriles de diseño.

Generalmente, el número de carriles debería ser determinado tomando la parte entera del cociente $w/3600$, donde w es igual al ancho de calzada entre cunetas y/o barreras, dado en mm.

Solo si el ancho de carril es menor a 3.6m, entonces el ancho y número de carriles de diseño es igual al ancho y número de carriles de tráfico. De esto se deriva que, para ancho de carreteras de 6 a 7.2 m, se diseñarán dos carriles, cada uno equivalente a la mitad del ancho. Ancho de carril en nuestro puente: 10ft (3.05m).

b) Múltiple presencia de carga viva.

Esta considera cada posible combinación de número de carriles cargados multiplicados por su correspondiente factor de múltiple presencia (**Tabla 3.1.1.2-1 de la AASHTO**, reproducida aquí como tabla **2.1** para representar la probabilidad de ocupación de carril simultánea para la carga viva de diseño completa.

Tabla 2.1 Factores de presencia múltiple m

Número de carriles cargados	Factor de múltiple presencia (m)
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Las cargas vivas de peatón podrán ser tomadas en un solo caso cuando sea combinada con uno o más carriles de la carga viva vehicular⁹. El uso de m aproxima la recurrencia esperada de grandes cantidades de peatones.

Ejemplo:

- 1 carril y 1 acera:
 - un carril de carga vehicular ($m=1.2$).
 - un carril de carga peatonal más un carril de carga vehicular ($m=1$).

⁹ AASTHO. Artículos 3.6.1.1.2 y 3.6.1.6



- 2 carriles y 1 acera:
 - un carril de carga vehicular ($m=1.2$).
 - combinación más significativa de un carril vehicular más un carril peatonal o dos carriles vehiculares ($m=1$).
 - dos carriles vehiculares más un carril peatonal ($m=0.85$).

En el caso de carga peatonales sin carga vehicular, no se aplican $m=1.2$, sino $m=1$.

c) Carga viva vehicular de diseño.¹⁰

Las cargas vivas vehiculares en un puente de carretera consistirán en una combinación de:

- Camión o Tándem de diseño.
- Carril de carga de diseño.

❖ Camión de diseño:

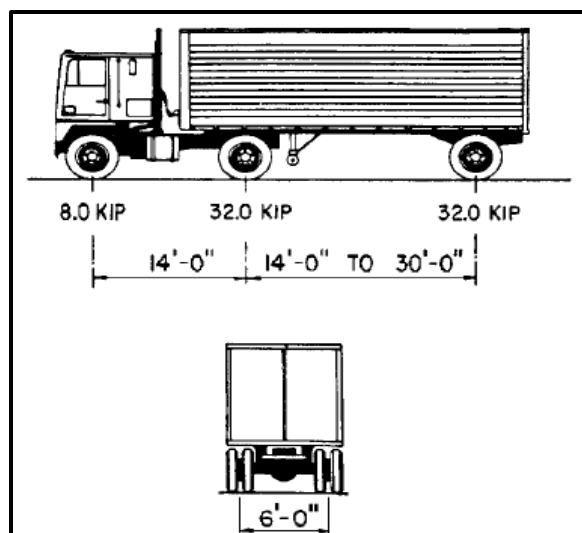


Fig. 2.1 Características del camión de diseño.

- ❖ Tándem de diseño: un par de ejes de 110 KN espaciados por 1.2m. Separación transversal de 1.8m.
- ❖ Carril de carga de diseño: 9.3 KN/m en la distancia longitudinal, y transversalmente se asume que ocupan 3m del carril. No estará sujeto a la aportación de carga dinámica (IM).
- ❖ Área de contacto de rueda: para ruedas con uno o dos neumáticos, se asumen como un solo rectángulo con un ancho de 50cm y un largo de a 25cm. La presión de rueda estará uniformemente distribuida en esa área, según lo siguiente:

¹⁰ AASTHO. Artículos 3.6.1.2.2.



- En superficies continuas, uniformemente sobre el área de contacto.
- En superficies interrumpidas, uniformemente sobre el área real de contacto, con la presión aumentada según la razón de área específica sobre área real.

d) Aplicación de CV vehicular de diseño:

1) A menos que se especifique según proyecto, la fuerza extrema será tomada como la mayor de las siguientes:

- Tándem de diseño combinado con el carril de carga.
- Camión de diseño con espaciamiento variado de ejes (**Fig. 2.1**), combinado con carril de carga.
- 2 camiones de diseño espaciados mínimo 15m entre el eje delantero de uno y el trasero del otro, combinado con el carril de carga de diseño; ambos efectos al 90% (esta combinación solo se evalúa para momentos negativos a ambos lados entre puntos de contraflexión, y reacción en pilas interiores en puentes de múltiples claros).

Solo los ejes y áreas cargadas que contribuyen al efecto extremo buscado deberán ser considerados.

2) El camión o tándem estará posicionado de modo que el centro de cualquier rueda de carga esté: (**ver Fig. 2.1**).

- Como mínimo a 0.3m de la cara de la cuneta o barandilla, para el diseño del voladizo del tablero.
- A 0.6m de la orilla del carril, para diseño de todos los demás componentes.

3) La carga vehicular para tablero, sistemas de tablero y losas superiores de alcantarilla:

- Cuando la losa sea más ancha que larga, solo se aplicara camión o tándem.
- Si la losa es más larga que ancha:
 - Claro $\leq 4.6\text{m}$, solo aplican las cargas de ejes (camión y tándem)
 - Claro $> 4.6\text{m}$, todas las cargas serán usadas, (**AASHTO 3.6.1.3.3**).
- Las cargas se aplican por eje, no por rueda, siendo iguales para cada rueda dentro de un mismo eje.
- No se necesita amplificar por efectos del frenado las cargas en las ruedas para el diseño de la losa.

4) Carga del voladizo del tablero:

Con voladizos que no excedan 1.8m desde la línea central de la viga exterior hasta la cara de una barrera estructuralmente continua de concreto: la fila exterior de cargas de rueda puede sustituirse con una carga distribuida de 14.6 N/mm, localizada 0.3m desde la cara de la barrera.



2.3.2 Cargas peatonales:

- 3.6 KPa para aceras con ancho mayor de 0.6m, simultáneamente a las cargas vehiculares.
- Si la acera puede llegar a ser montada por los vehículos, las cargas peatonales no serán consideradas al mismo tiempo.

2.3.3 Asignación de carga dinámica (IM): ¹¹

Los efectos estáticos de camión o tándem (excepto fuerza centrífuga y de frenado) serán incrementados en un porcentaje dado en la **tabla 3.6.2.1–1** reproducida aquí como **Tabla 2.2**. No aplica para cargas peatonales o carril de carga. En estado límite de Resistencia, IM será siempre igual a un incremento del 33%.

IM no será aplicado a fundaciones que están completamente bajo el nivel del suelo; tampoco en muros que no soporten reacciones de la superestructura.

Tabla 2.2. Asignación de cargas dinámicas, *IM*

Componente	IM
Juntas del tablero- Todos los estados limites	75%
Todos los otros componentes:	
• Estados límites de fatiga y fractura	15%
• Todos los otros estados limites	33%

2.4 PRESIÓN DE TIERRA.¹²

2.4.1. General.

Los muros que pueden tolerar poco o nada de movimiento deben ser diseñados para presión en reposo. Muros que pueden alejarse de la masa de suelo deberán ser diseñados para presión entre condiciones de reposo y activas (dependiendo de la magnitud de los movimientos tolerables).

No se deberá usar, como relleno de estribos, limos, arcillas altamente plásticas ni magras, debido a la imprevisibilidad de los suelos cohesivos.

El movimiento requerido para alcanzar la presión activa mínima o presión pasiva máxima está en función de la altura de muro y tipo de suelo.

¹¹ AASTHO. Artículos 3.6.2.1.

¹² AASTHO. Artículos 3.11.1.



Tabla 2.3. Valores aproximados de movimiento relativo requeridos para encontrar presión activa y pasiva del suelo.

Tipo de relleno	Valores de Δ/H	
	Activa	Pasiva
Arena densa	0.001	0.01
Arena de densidad media	0.002	0.02
Arena suelta	0.004	0.04
Limo compacto	0.002	0.02
Arcilla magra compacta	0.010	0.05
Arcilla grasa compacta	0.010	0.05

2.4.2 Cálculo de presiones de tierra estáticas (EH).

2.4.2.1 Presión lateral de Rankine:

Para el cálculo de estabilidad de estribos (deslizamiento, volteo y capacidad de soporte del suelo) se utilizará la teoría de Rankine de empuje lateral de tierra.

$$P = k\gamma_s g z (10^{-9}) \quad \text{Ec. 2.2}$$

Donde:

- P:** presión lateral de tierra (MPa)
- k:** coeficiente de presión lateral (k_0, k_a, k_p) (**Ver 2.4.2.2, 3**)
- γ_s :** Densidad de suelo (kg/m^3)
- z:** profundidad (mm)
- g:** gravedad (m/s^2)

Se asume que la carga resultante aplica a $H/3$ sobre la base del muro, siendo H igual a la distancia entre la superficie del suelo hasta la base de la zapata del muro.

2.4.2.2. Coeficiente de presión lateral de reposo (k_0):

$$k_0 = 1 - \sin \phi'_f \quad \text{Ec. 2.3}$$

Donde:

- ϕ'_f :** Ángulo de fricción efectivo del suelo asumiendo suelos normalmente consolidados, suelos planos y muros verticales.

2.4.2.3. Coeficiente de presión lateral activa (k_a):

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{r[\sin^2\theta \sin(\theta - \delta)]} \quad \text{Ec.2.4}$$

$$r = 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f - \delta) \sin(\phi'_f + B)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + B)}} \quad \text{Ec. 2.5}$$



Donde:

- δ : Angulo de fricción entre relleno y muro
- B: Angulo del relleno con respecto a la horizontal.
- θ : Angulo de la espalda del muro a la horizontal.
- ϕ_f : Angulo efectivo de fricción del suelo.

2.5. DISEÑO SÍSMICO DE ESTRIBOS:

Las características de diseño de estribos varían enormemente y dependen de la naturaleza del sitio del puente, de los suelos de fundación, la longitud de claros del puente, y la magnitud de la carga. Entre los tipos de estribos se incluyen muros de gravedad no restringidos, muros en voladizo, muros atados al terreno y estribos monolíticos. Considerando el número de variables de diseño potenciales, junto con la compleja naturaleza de la interacción estribo-suelo-superestructura durante los terremotos, es evidente que el diseño sísmico de estribos requiere muchas simplificaciones. Los estribos por gravedad se consideran económicos hasta una altura de 6 m. Para alturas mayores, se debe diseñar estribos en voladizo, de concreto reforzado.¹³

Una característica importante para el análisis de las cargas de diseño es su restricción al desplazamiento lateral. Según estos se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Estribos no restringidos:

Para estribos no restringidos, tales como muros de gravedad o en voladizo, que son capaces de ceder lateralmente durante un terremoto, por ejemplo, con apoyos de superestructura capaces de deslizarse libremente, el bien establecido enfoque pseudo-estático *Mononobe-Okabe*, es ampliamente utilizado para calcular las presiones de tierra inducidas por terremotos.

Para estribos no restringidos en áreas altamente sísmicas, el diseño de estribos para proporcionar desplazamiento cero bajo aceleraciones pico del terreno (PGA) puede ser poco realista, y el diseño de un desplazamiento lateral aceptablemente pequeño puede ser preferible.

- Estribos restringidos:

Como se señaló anteriormente, el análisis *Mononobe-Okabe* asume que el estribo es libre para ceder lateralmente lo suficiente como para movilizar resistencias máximas de suelo en el relleno. Para suelos granulares, se puede suponer que las resistencias pico se movilizan si las deflexiones en el tope del muro son de aproximadamente 0.5% de la altura del estribo. Para estribos restringidos contra movimiento lateral por abrazaderas o pilas inclinadas, las presiones laterales inducidas por las fuerzas inerciales en el relleno serán mayores que las dadas por un análisis *Mononobe-Okabe*. Soluciones elásticas simplificadas presentados por Wood (1973) para muros rígidos no desplazables también indican que las presiones son mayores que las dadas por *Mononobe-Okabe*.

¹³ Jerónimo H. Herrera M. (1996); 2da edición; p 92



El uso de un factor de 1.5 en conjunción con PGA's se sugiere para el diseño cuando existan dudas de que un estribo puede ceder lo suficiente como para movilizar las resistencias de suelo.

Análisis Mononobe-Okabe.

El método más frecuentemente utilizado para el cálculo de las fuerzas sísmicas del suelo que actúan sobre un estribo de puente es un enfoque estático desarrollado en los años 20 por Mononobe (1929) y Okabe (1926). El análisis Mononobe-Okabe es una extensión de la teoría de la cuña deslizante de Coulomb, tomando en cuenta las fuerzas de inercias horizontales y verticales que actúan sobre el suelo. El análisis se describe en detalle por Seed y Whitman (1970) y por Richards y Elms (1979). Se hacen las siguientes suposiciones:

1. El estribo es libre de desplazarse lo suficiente para activar la resistencia total del suelo o que se movilicen las condiciones de presión activa. Si el estribo está fijado rígidamente y no puede moverse, las fuerzas del suelo será mucho más altas que las predichas por el análisis Mononobe-Okabe.
2. El relleno es no cohesivo, con un ángulo de fricción ϕ .
3. El relleno es insaturado, de modo que no surgirán problemas de licuefacción.

Consideraciones de equilibrio de la cuña de suelo detrás del estribo, como se muestra en la **Fig. 2.2**, conducen a un valor, E_{AE} , de la fuerza activa ejercida sobre la masa del suelo por el estribo y viceversa. Cuando el estribo está en el punto de falla, E_{AE} está dada por la expresión:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} g \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} \times 10^{-9} \quad \text{Ec. 2.6}$$

Donde el coeficiente sísmico de presión activa K_{AE} es:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad \text{Ec. 2.7}$$

Donde:

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

γ = densidad del suelo (kg/m^3)

H = altura de la cara del suelo (mm).

ϕ = ángulo de fricción del suelo ($^\circ$).

$\theta = \tan^{-1}(k_h / (1 - k_v))$ ($^\circ$).

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el estribo ($^\circ$).

k_h = coeficiente de aceleración horizontal (adim.).

k_v = coeficiente de aceleración vertical (adim.).

i = ángulo de inclinación del relleno ($^\circ$).

β = pendiente de la pared respecto a la vertical, negativa en el sentido que se muestra en la figura.

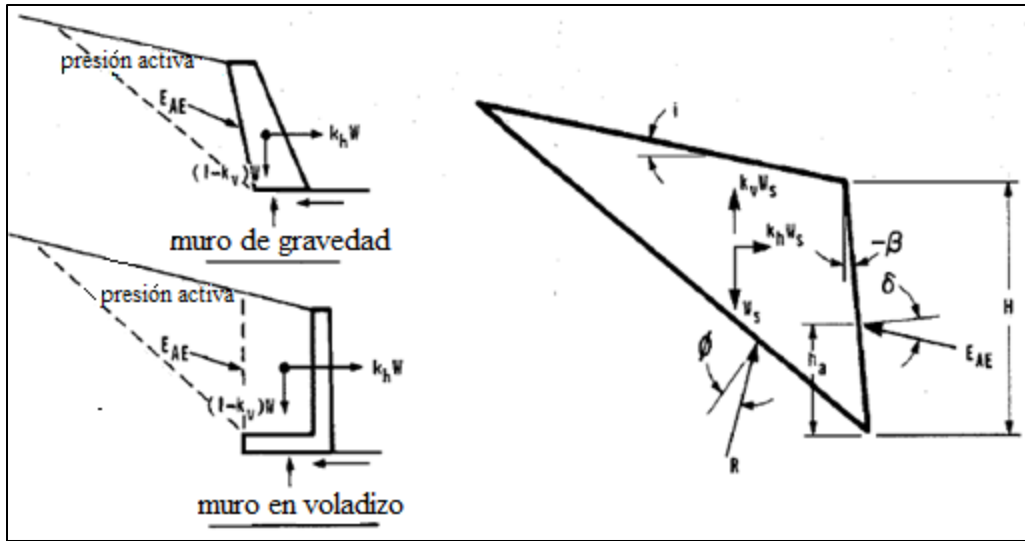


Fig. 2.2. Diagrama de fuerza de empuje activo.

La expresión equivalente para fuerza pasiva en caso de que el estribo esté siendo empujado hacia el relleno es:

$$E_{PE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{PE} \times 10^{-9} \quad \text{Ec. 2.8}$$

Donde:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta)} \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad \text{Ec. 2.9}$$

A medida que el ángulo inercial sísmico θ aumenta, los valores de K_{AE} y K_{PE} se aproximan entre sí y, para relleno vertical, llegan a ser iguales cuando $\theta = \varphi$.

El valor de h_a , la altura a la que la resultante de la presión del suelo actúa sobre el estribo, se puede tomar como $H/3$ para el caso estático, sin los efectos del terremoto incluidos. Sin embargo, este se hace mayor a medida que los efectos del terremoto aumentan. Esto ha sido demostrado empíricamente mediante pruebas y teóricamente por Wood (1973), quien encontró que la resultante de la presión dinámica actuaba aproximadamente a media altura. Seed y Whitman han sugerido que h se podría obtener conjeturando que el componente estático de la fuerza del suelo (calculado a partir de la Ec.3.3 con $\theta = k_v = 0$) actúa a $H/3$ desde la base del estribo, mientras que el efecto dinámico adicional se debe suponer que actúa a una altura de $0.6H$. Para la mayoría de los propósitos, es suficiente con asumir $h = H/2$ con una presión uniformemente distribuida.

El contenido del radical en la Ec. 2.7 debe ser positivo para que una solución real sea posible y, para esto, es necesario que:

$$\varphi \geq i + \theta = i + \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v} \quad \text{Ec. 2.10}$$

Los efectos de la inercia del estribo no se toman en cuenta en el análisis Mononobe-Okabe. Muchos de los procedimientos actuales asumen que las fuerzas inerciales debidas a la



masa propia del estribo se pueden despreciar en la consideración del comportamiento y diseño sísmico. Para aquellos estribos dependientes de su masa para estabilidad, como los muros de contención por gravedad, esta suposición no es razonable, por cuanto despreciar la masa es descuidar un aspecto importante de su comportamiento. El WSDOT sugiere que la inclusión de las fuerzas inerciales en estribos en voladizo es necesaria para cálculo de estabilidad en combinaciones de carga que incluyan sismo, no así para diseño de las secciones.



3. DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTO PARA PUENTES.

3.1. CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DE PUENTES.

Los puentes son típicamente estructuras simples, formados por elementos estructurales como: pilastras, tableros, estribos. Por otra parte, pueden ser muy irregulares con altura de columnas variables, longitud de luces no uniformes y a veces con curvatura horizontal y/o vertical de la superestructura. Los diseñadores necesitan saber de las consecuencias estructurales de decisiones hechas acerca de la forma estructural.

3.1.1. Formas de secciones de pilastras.

En el diseño de puentes son comúnmente usadas las secciones rectangulares, pero son menos deseables que las columnas circulares, debido a la dificultad de proveer una restricción adecuada de los estribos o refuerzo transversal contra el pandeo de un gran número de barras longitudinales comunes en columnas típicamente grandes.

La elección principal está entre secciones de columnas rectangulares y circulares para ser utilizadas en puentes. Las columnas circulares son generalmente confinadas por aros circulares o espirales, son fáciles de construir y tienen la ventaja de tener características de resistencia y rigidez omnidireccional. La construcción puede ser simplificada y el desempeño mejorado con el uso de una espiral continua de torones (de los utilizados para presfuerzo) no esforzados como confinamiento y refuerzo por cortante. Un problema de la columna rectangular es que bajo una respuesta sísmica diagonal, la capa externa o área no confinada se comenzará a descascarar bajo una intensidad sísmica de poca energía, mientras que en dirección principal resiste un poco más, porque la profundidad de la zona de compresión debe ser más grande para proveer la fuerza de compresión requerida.

Existen varios tipos de pilastra que son adoptados en dependencia de las características del puente entre ellos tenemos:

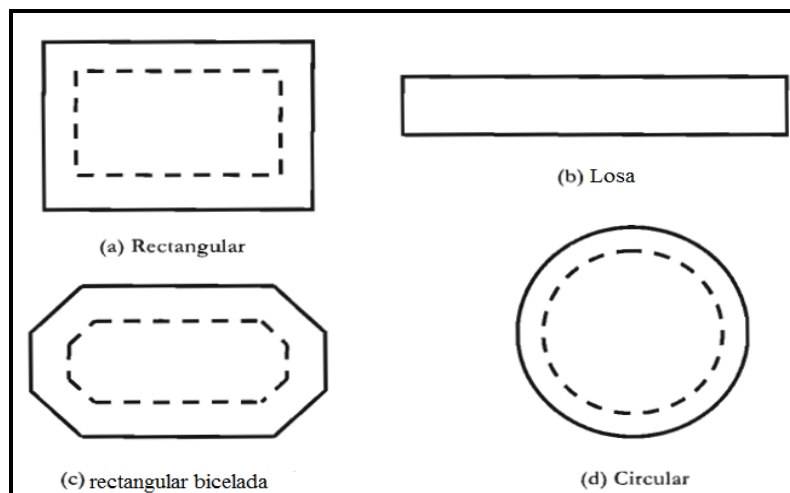


Fig. 3.1 Formas de secciones comunes de pilastras de puentes.



3.1.2. Escogencia entre columnas simples y pilastras multi-columnas.

La selección entre columnas simples y pilastras multi-columnas no puede ser hecha independientemente de la escogencia de la conexión Pilastra/Superestructura. Con la superestructura con apoyos, el diseño de la columna simple tiene la atracción de que las características de respuesta sísmica crítica (resistencia y rigidez), pueden ser iguales en direcciones perpendiculares, dado que la pilastra responde como un voladizo simple en todas direcciones, y la ubicación y desempeño de la rótula plástica potencial será bien conocida con un alto grado de seguridad.

Las pilastras multi-columnas son más apropiadas cuando los detalles de conexión monolítica (pilastra/superestructura) son seleccionados, y también cuando el ancho de la superestructura es grande, resultando en un potencial para altos momentos por carga viva excéntricos en pilastras de columna simple. Si la superestructura es soportada por apoyos en una pilastra multi-columnas, la respuesta será como un voladizo vertical en el eje longitudinal y por doble pandeo en el eje transversal, resultando en una resistencia y rigidez no uniformes en direcciones ortogonales.

3.1.3. Influencia del diseño de estribos.

Con puentes cortos de pocos claros, una conexión monolítica entre la superestructura y el estribo puede ser escogida. En tales casos, períodos efectivos son probablemente muy cortos y la respuesta inercial será ampliamente dicha por la aceleración pico del suelo.

Cuando el puente es soportado por apoyos en los estribos, una consideración crítica será si el movimiento libre provisto por los apoyos ocurre solo en la dirección longitudinal o también en la dirección transversal. En el caso anterior, reacciones inerciales significativas bajo respuesta transversal serán transmitidas a los estribos por el pandeo de la superestructura.

3.1.4. Efectos P- Δ para puentes.

Los efectos P- Δ relacionados con el DDBD son particularmente importantes para puentes con pilastras altas y limitaciones de derivas impuestas por códigos de diseño para edificios; normalmente no serán aplicados para puentes. Así, aunque no es común para edificios ser diseñados para derivas que excedan 0.025, los puentes pueden ser diseñados¹⁴ para derivas de 0.04 o más altas. Generalmente, la deriva es gobernada por la deformación límite del material.

3.2. PROCESO DE DISEÑO PARA RESPUESTA LONGITUDINAL.

La respuesta longitudinal de puentes rectos es simple: el desplazamiento de diseño será el mismo en todas las pilastras. El principal problema para el diseño longitudinal será determinar el desplazamiento de fluencia y, por tanto, el amortiguamiento viscoso equivalente para la pilastra individual, y luego combinar estos para formar el amortiguamiento del sistema para DDBD.

¹⁴ Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J., (2007); 1era Edición, p471



3.2.1. Desplazamiento de fluencia de la pilastra.

Este depende de:

- El grado de fijeza en el tope de la columna y en la base.
- Altura de la pilastra.
- Curvatura de fluencia de la sección.

a) Influencia de las condiciones de fijeza.

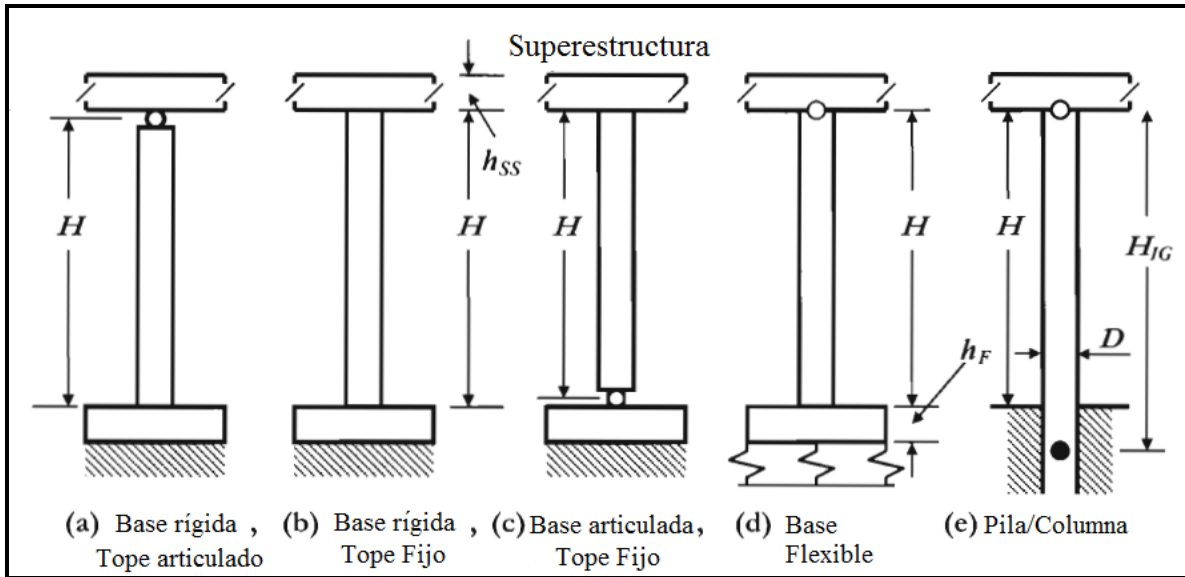


Fig. 3.2 Posibles condiciones de fijeza para respuesta longitudinal.

Las condiciones de fijeza en los extremos, tanto en el tope como en la base de la pilastra, afectarán al desplazamiento de fluencia de la pilastra. Un número de posibles condiciones son ilustradas en la **Fig. 3.2**. En cada caso el desplazamiento de fluencia puede ser:

$$\Delta_y = C_1 \phi_y (H + L_{SP})^2 \quad \text{Ec. 3.1}$$

Donde:

L_{SP} : es la longitud por deformación de anclaje.

C_1 : es la constante que depende de la fijeza de los extremos.

En la **Figura 3.2 a)** la superestructura es soportada por apoyos, y la zapata es considerada rígida contra rotación y traslación. La altura efectiva H es medida al centro del soporte, la longitud de penetración por deformación dentro de la zapata es $L_{SP} = 0.022 f_{ye} d_{bl}$, y el coeficiente para la **Ec. 3.1** es $C_1 = 1/3$.

La zapata en la **Figura 3.2 b)** es también considerada rígida, pero la pilastra tiene una conexión monolítica con la superestructura. El grado de fijeza en el tope de la columna dependerá de la rigidez relativa de la columna y la superestructura. Dado que el efecto de la penetración por deformación del refuerzo de la pilastra tanto en la zapata como en la



superestructura añadirá aparente flexibilidad a la columna el valor de L_{SP} a ser usado es $L_{SP} = 0.044 f_{ye} d_{bl}$. En muchos casos la rigidez de la superestructura será más grande que la rigidez de la columna, y la rotación del tope de la columna será despreciable. En tales casos, el valor apropiado de C_1 es $1/6$.

La condición de la **Figura 3.2 c)** es la inversa de la **Figura 3.2 a)**, con la rótula ubicada en la base de la columna para reducir los momentos en la fundación y una conexión monolítica a la superestructura. Este detalle solo es apropiado cuando la pilastra consiste en más de una columna, dado que el diseño de una columna simple con este detalle sería inestable transversalmente.

El ejemplo en la **Figura 3.2 d)** tiene una zapata soportada flexiblemente (ya sea una zapata continua con suelo de módulo de subgrado comparativamente bajo, o una zapata soportada por pilas), y una conexión pila/superestructura que podría ser tanto simplemente apoyado o monolítico.

El caso final consiste en un diseño pila/columna donde la pila continúa dentro de la fundación. La conexión pilastra-superestructura puede ser simplemente apoyada o monolítica.

b) Pilastras que responden elásticamente.

Es conocido que los desplazamientos de fluencia en edificios altos pueden exceder los desplazamientos de respuesta pico elástica, aplicando para períodos más grandes que el período de esquina, cuando las intensidades sísmicas son moderadas. Tales estructuras responderían así elásticamente a la sismicidad de diseño. Argumentos similares con similares conclusiones aplican a pilastras de puentes.

Basado en la curvatura de fluencia de columnas circulares y la ecuación de desplazamiento de fluencia de la **Ec. 3.1**, el desplazamiento de fluencia puede ser escrito como:

$$\Delta_y = \phi_y (H + L_{SP})^2 / 3 = 2.25 \varepsilon_y (H + L_{SP})^2 / 3D \quad \text{Ec. 3.2}$$

3.2.2. Proceso de diseño para determinar el Δ_D .

El proceso para determinar el desplazamiento de diseño de control de daño para respuesta longitudinal de columnas circulares puede expresarse en los siguientes pasos:

1. Escoger el diámetro de la columna crítica y espaciamiento del refuerzo transversal, y de ahí, la razón volumétrica.

$$\rho_v = \frac{4A_b}{D's} \quad \text{Ec. 3.3}$$

2. Con las **Ecs. 1.23 (a)** y **1.26 (b)** determinar la resistencia a compresión del concreto confinado del núcleo.

$$\text{a) } f_l = \frac{2f_{yh} A_h}{D's} = 0.5 \rho_v f_{yh} \quad \text{b) } f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.254 \right)$$



3. Determinar la deformación de compresión de control de daño.

$$\varepsilon_{c,dc} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_v f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad \text{Ec. 3.4}$$

4. Determinar la razón de fuerza axial de la columna ($P/f'_{ce}A_g$).

5. Con la expresión $\frac{c}{D} = 0.2 + 0.65 \left(\frac{P}{f'_{ce}A_g} \right)$ estimar la profundidad del eje neutro.

6. Determinar la curvatura de estado límite crítico, con el resultado menor de los siguientes:

$$\phi_{ls} = \varepsilon_{c,ls}/c \quad \phi_{ls} = \varepsilon_{s,ls}/(d - c)$$

7. Determinar la longitud de la rótula plástica L_p :

$$L_p = K L_c + L_{SP} \geq 2 L_{SP} \quad \text{Ec. 3.5}$$

8. Determinar el desplazamiento de diseño Δ_D :

$$\Delta_D = \Delta_y + (\phi_{ls} - \phi_y) L_p H \quad \text{Ec. 3.6}$$

3.2.3. Amortiguamiento del sistema para Respuesta Longitudinal.

a) Amortiguamiento de una pilastra de cabeza fija soportada por zapatas.

En este caso, la pilastra tiene una conexión de momento resistente en la superestructura y tiene un soporte de fundación rígida. Si la potencial rotula plástica en el tope y en la zapata de la columna tienen igual resistencia a flexión, y la rotación de la zapata así como la superestructura pueden ser despreciables, entonces la ductilidad de desplazamiento se determina directamente como la razón entre el desplazamiento de diseño y el desplazamiento de fluencia, y el correspondiente amortiguamiento de la pilastra está dado por la **Ec. 1.11** $\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right)$.

Cuando existe flexibilidad en la zapata y/o en la superestructura, las rotulas plásticas no pueden formarse simultáneamente y el desplazamiento de fluencia equivalente, encontrado en la intersección de la rigidez elástica inicial y la rigidez post-fluencia, debe ser usado para determinar la ductilidad efectiva de la pilastra, como se muestra en la **Figura 3.3**.

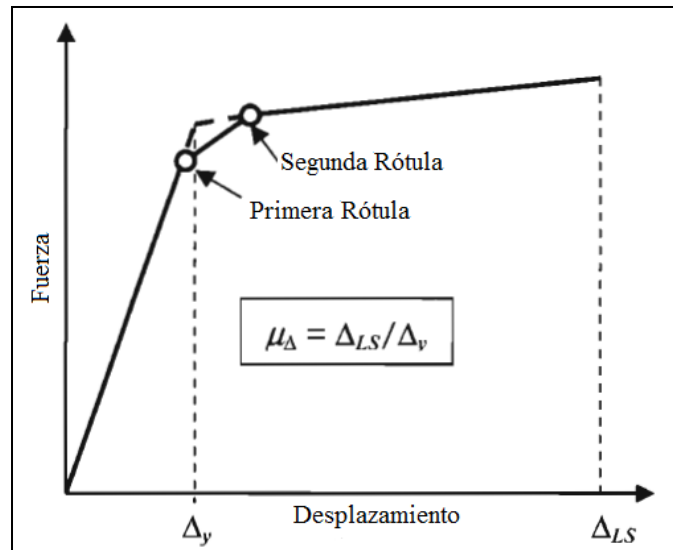


Fig. 3.3 Desplazamiento de fluencia de una pilastra con sucesiva formación de rótula.

b) Amortiguamiento de la pilastra, caso conexión articulada entre pilastra y superestructura.

Si la pilastra está conectada a la superestructura de tal manera que un desplazamiento longitudinal relativo entre el tope de la pilastra y la superestructura no pueda ocurrir, entonces la estimación de la ductilidad de desplazamiento, y por tanto el amortiguamiento, es directa, siguiendo los principios de las sección (a). Esta condición de conexión se obtiene con apoyos tipo “POT” los cuales restringen movimientos traslacionales pero permiten rotación. Esto. Sin embargo, es más probable en tales casos que la superestructura sea soportada por apoyos en la parte superior de la pilastra, y el desplazamiento de la superestructura será significativamente grande respecto al de la columna. Dependiendo del tipo de apoyo, es posible que los cortantes transmitidos a través de estos sean insuficientes para causar que la pilastra desarrolle rótula plástica en la base. Esto, por supuesto, es la intención básica cuando los apoyos son aislantes sísmicos. Solo el caso donde la resistencia lateral de los apoyos excede al de la pilastra, con la consecuencia de que la pilastra responde inelásticamente a niveles de excitación sísmica de diseño, será discutido aquí.

La situación es descrita en la **Fig. 3.4** donde la superestructura es soportada en el tope de la pilastra por un apoyo elastomérico. En la fluencia, la flexibilidad lateral del apoyo resulta en un desplazamiento del apoyo Δ_B , que en este caso es de magnitud similar al desplazamiento de la pilastra Δ_{ys} . En la respuesta de estado límite, la fuerza lateral del apoyo es esencialmente la misma que en la fluencia, y por tanto la deflexión de los apoyos se mantiene sin cambios, mientras la deformación de la pilastra se ve incrementada por Δ_P , la deformación plástica asociada con la deformación límite.

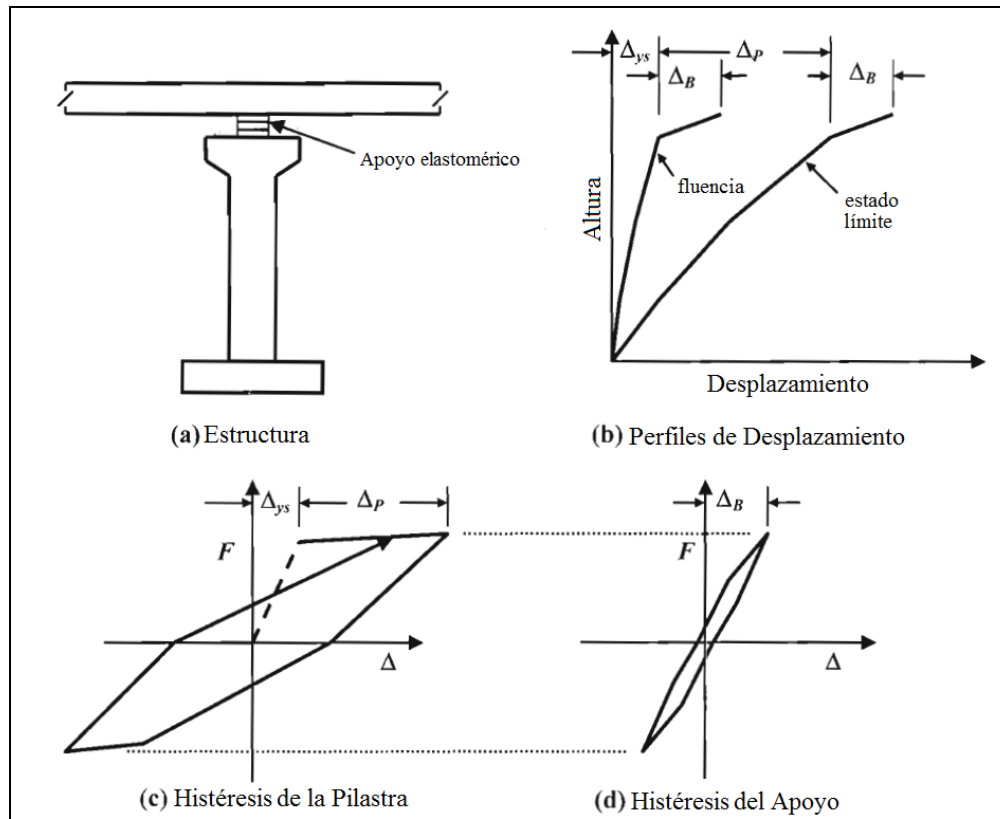


Fig. 3.4 Amortiguamiento para una pilastra en voladizo con soporte elastomérico.

La histéresis de respuesta estructural fuerza-desplazamiento es descrita en la figura anterior; el amortiguamiento asociado con esta puede ser estimado a partir de la demanda de ductilidad del desplazamiento estructural $\mu_{\Delta} = 1 + \Delta_p / \Delta_{ys}$, usando la **Ec. 1.11**. Habrá también un amortiguamiento asociado con la respuesta histerética del apoyo mismo. El valor dependerá de las características de los materiales elastoméricos, pero es probable que esté en un rango entre 5% y 12%, a menos que un caucho especial de alto amortiguamiento sea usado. El amortiguamiento efectivo de acción combinada de la pilastra y apoyos puede ser encontrado así:

$$\xi_e = \frac{\xi_P(\Delta_{ys} + \Delta_p) + \xi_B \Delta_B}{\Delta_{ys} + \Delta_p + \Delta_B} \quad \text{Ec. 3.7}$$

c) Amortiguamiento del sistema.

Cuando las pilastras tienen las mismas características en término de altura, resistencia y condiciones de fundación, y los estribos son libres para moverse longitudinalmente con fricción despreciable, el amortiguamiento del sistema para respuesta longitudinal será el mismo que el amortiguamiento del miembro. Sin embargo, cuando la resistencia y/o amortiguamiento de la pilastra no son uniformes a lo largo del puente, y existe fricción significativa en los estribos, un promedio ponderado de los valores de amortiguamiento será necesario. Dado que los desplazamientos de todos los puntos durante la respuesta longitudinal son esencialmente iguales, el valor del amortiguamiento es simplemente



ponderado de acuerdo a la fuerza cortante lateral transmitida por cada pilastra o estribo. Así:

$$\xi_{sys} = \sum_m V_i \xi_i / \sum_m V_i \quad \text{Ec. 3.8}$$

3.3. PROCESO DE DISEÑO PARA RESPUESTA TRANSVERSAL.

La respuesta transversal de puentes multi-claros es esencialmente más compleja que la respuesta longitudinal, por tanto, el proceso de diseño requiere consideración cuidadosa.

Las siguientes consideraciones especiales deben ser tomadas en cuenta para el DDBD transversal:

1. Perfiles de desplazamiento de diseño transversal.
2. Patrones de carga sísmica duales.
3. Amortiguamiento del sistema efectivo.
4. Grado de fijeza provista en el tope de la columna por rigidez de la superestructura.

3.3.1. Perfiles de desplazamiento:

La forma del perfil depende del grado de restricción provista por los estribos. Así se ilustra en la **Fig. 3.5.**, donde se presentan 6 situaciones diferentes.

Si la superestructura es construida a base de claros simplemente apoyados, con flexibilidad rotacional alrededor del eje vertical en las juntas de movimiento, entonces es razonable considerar el diseño de cada pilastra individualmente, basado en la masa tributaria de la superestructura y la capacidad de desplazamiento de la pilastra.

Con superestructuras continuas, una distinción importante será si la superestructura puede ser considerada efectivamente rígida cuando es comparada con la rigidez de la pilastra. De ser así, los perfiles de desplazamiento son simples, como se ilustra en la figura (a), (b), (e). En la figura (a), la subestructura es simétrica, y por tanto, el perfil de desplazamiento es caracterizado por una traslación rígida en todas las pilastras y estribos; mientras que en la figura (b), la altura de las pilastras no es simétrica y por tanto el desplazamiento de la superestructura es una combinación de traslación y rotación rígida, con desplazamientos diferentes en cada pilastra. En la figura (e), una junta de movimiento en la superestructura cerca de la pilastra central significa que el perfil de desplazamiento se compone de dos segmentos rígidos.

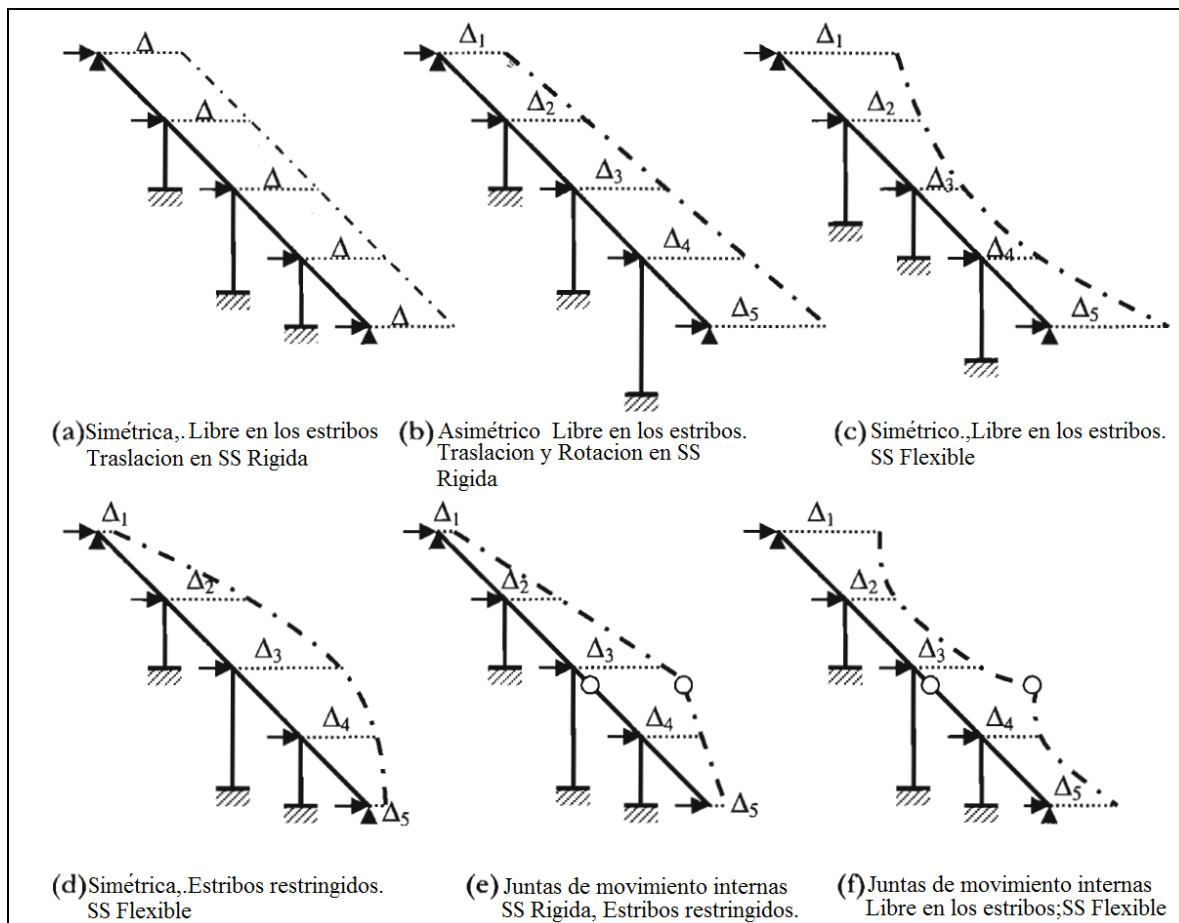


Fig. 3.5. Posibles perfiles de desplazamiento transversal para puentes.

El desplazamiento de la superestructura en los estribos a veces se considera no restringido y, por tanto, el desplazamiento de diseño será gobernado por la capacidad de las pilastras. Sin embargo, perfiles de desplazamiento similar con magnitudes más pequeñas podrían también resultar si los estribos fueran parcialmente restringidos. En este caso, es probable que la capacidad de desplazamiento de los apoyos o la estructura del estribo pudiera definir el desplazamiento de diseño.

Si la superestructura es considerada flexible, entonces tenemos tres casos incluidos en la **Fig. 3.5**. En el caso (c), el puente no está restringido en los estribos y, si la pilastra central es la más corta, esto resulta en una forma desplazada con desplazamientos máximos en los extremos y desplazamientos mínimos en la pilastra central.

El ejemplo más común es el caso (d), restringido lateralmente en los estribos y con una forma desplazada que puede ser aproximada por una función seno o parabólica. El desplazamiento en los extremos del puente dependerá del detalle de apoyo provisto. El caso (f) posee estribos sin restricción, y tiene una superestructura flexible y también una junta de movimiento cerca a la pilastra central.

No es posible definir exactamente el perfil de desplazamiento en el inicio del proceso de diseño, por tanto, alguna iteración será requerida. Si la forma del perfil puede ser



razonablemente aproximada, entonces la magnitud del desplazamiento en las pilastras y estribos puede ser identificada comparando la capacidad de desplazamiento de las pilastras y estribos individuales con los desplazamientos modales, para determinar cuál pilastra o estribo gobierna el diseño. La superestructura puede considerarse rígida para propósitos de determinar el perfil de desplazamiento esperado.

3.3.2. Patrones de carga sísmica duales.

Para un puente con restricción lateral en estribos, una parte de la fuerza de inercia sísmica será cargada a los estribos por la flexión de la superestructura, con el restante siendo transmitido a la fundación de la pilastra por flexión de la columna. La relación de fuerza lateral transmitida por ambas trayectorias de carga suele ser función de la intensidad del sismo, con la porción tomada por la superestructura siendo mayor a medida que la intensidad aumenta.

La rigidez lateral de la superestructura normalmente será conocida en el inicio del diseño sísmico, pero la rigidez efectiva de la pilastra dependerá de la resistencia y ductilidad y, por lo tanto, no será conocida inicialmente. Esto implica un enfoque iterativo.

3.3.3. Amortiguamiento del sistema.

La determinación del amortiguamiento efectivo del sistema en el modelo de diseño de UGL requiere especial atención. Diferentes pilastras pueden cargar diferentes fuerzas cortantes, tendrán diferentes desplazamientos de diseño y diferentes demandas de ductilidad (por lo tanto, diferente amortiguamiento viscoso equivalente). La fuerza de inercia cargada por la superestructura normalmente tendrá bajo amortiguamiento asociado, pero cualquier desplazamiento de la estructura del estribo puede tener alto amortiguamiento asociado. El amortiguamiento efectivo generalizado es:

$$\xi_e = \sum_{i=1}^n (V_i \Delta_i \xi_i) / \sum_{i=1}^n (V_i \Delta_i) \quad \text{Ec. 3.9}$$

Se ilustra en la **Figura 3.6** cuáles elementos estructurales contribuyen a la resistencia sísmica, donde un puente típico con superestructura continua responde transversalmente a la excitación sísmica. Para los pasos iniciales del diseño, proporciones relativas de fuerzas inerciales serán asumidas, en lugar de magnitudes reales.

En la **Fig. 3.6**, se observan reacciones inducidas en puntos de reacción (estribos, y las bases de pilastras), las cuales son de V_1 a V_5 . Si se asume que las columnas tienen la misma razón de refuerzo vertical y por tanto igual capacidad de momento, que la fluencia en todas las pilastras se dará en la intensidad sísmica de diseño, y que la masa de la pilastra es suficientemente pequeña como para que las fuerzas inerciales de su peso propio sean despreciables, entonces los cortantes de la pilastra estarán en proporción inversa a la altura.

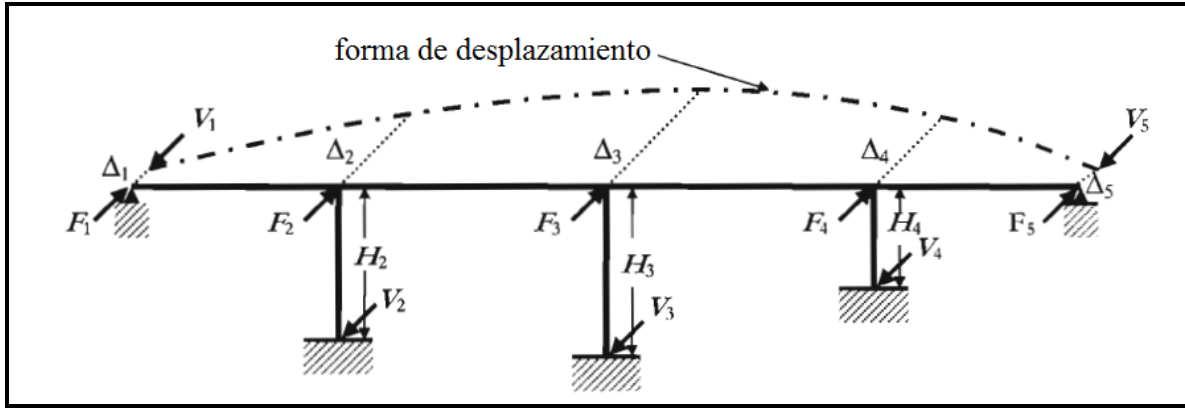


Fig. 3.6. Contribución de componentes al amortiguamiento bajo respuesta transversal

Asumimos finalmente, que la fracción de fuerza de inercia total cargada a los estribos por la superestructura es x , así:

$$V_n + V_m = x \sum_{i=1}^m (F_i) \quad \text{Ec. 3.10}$$

Y la fuerza cortante en la pilastra es:

$$V_i = (1 - x) \cdot \sum_{i=1}^m (F_i) \cdot \left(\frac{1}{H_i} / \sum_{n=1}^{m-1} \frac{1}{H_i} \right) \quad \text{Ec. 3.11}$$

El desplazamiento de fluencia en la pilastra es:

$$\Delta_{yi} = C_1 \cdot \phi_y \cdot H_i^2 \quad \text{Ec. 3.12}$$

Y la ductilidad de desplazamiento es:

$$\mu_i = \Delta_i / \Delta_{yi} \quad \text{Ec. 3.13}$$

Por tanto se puede encontrar ξ_i .

Si los desplazamientos laterales de la superestructura en los estribos son pequeños comparados a los desplazamientos en las pilastras, entonces es razonable asumir que el amortiguamiento de la superestructura es 5% y el desplazamiento de la superestructura es igual al desplazamiento del sistema.

El amortiguamiento del sistema es encontrado sustituyendo en la **Ec. 3.9**.

$$\xi_e = \frac{x \Delta_d \times 0.05 + (1-x) \left(\sum_{i=n+1}^{m-1} \frac{1}{H_i} \cdot \Delta_i \xi_i \right) / \left(\sum_{i=n+1}^{m-1} \frac{1}{H_i} \right)}{x \Delta_d + (1-x) \left(\sum_{i=n+1}^{m-1} \frac{1}{H_i} \cdot \Delta_i \right) / \left(\sum_{i=n+1}^{m-1} \frac{1}{H_i} \right)} \quad \text{Ec. 3.14a}$$

Si el desplazamiento del puente en los estribos es significativo, debido a soportes flexibles o a desplazamientos laterales de la estructura del estribo mismo, entonces los componentes del amortiguamiento asociados con la flexión de la superestructura y con los desplazamientos en los extremos deben ser considerados aparte. Un valor más bajo de



amortiguamiento, digamos 2%, debe ser considerado para la superestructura, y un valor más alto adoptado para desplazamiento en los extremos.

$$\xi_e = \frac{x(\Delta_d - \Delta_a)\xi_{ss} + x\Delta_a\xi_a + (1-x)\left(\sum_{i=n+1}^{m-1} \frac{1}{H_i} \Delta_i \xi_i\right) / \left(\sum_{i=n+1}^{m-1} \frac{1}{H_i}\right)}{x(\Delta_d - \Delta_a) + x\Delta_a + (1-x)\left(\sum_{i=n+1}^{m-1} \frac{1}{H_i} \Delta_i\right) / \left(\sum_{i=n+1}^{m-1} \frac{1}{H_i}\right)} \quad \text{Ec. 3.14b}$$

La resistencia de los estribos estará basada en los resultados del diseño. Basado en la experiencia, inicialmente se asume que 40% de la fuerza de inercia será cargada a los estribos por la flexión de la superestructura.

3.3.4. Grado de fijeza en la parte superior de la columna.

Cuatro diferentes condiciones en el tope de la columna son ilustradas en la **Fig. 3.7**. Si la pilastra consiste en dos o más columnas, puede ser considerada completamente fija en el tope bajo respuesta transversal, con momentos iguales en el tope y en la base de la columna, como se muestra en la figura de la derecha. Aunque la geometría de la pilastra de la **Fig. 3.7a** está basada en una viga cabezal integral, la misma conclusión aplica para marcos de multi-columnas con viga cabezal separado que soporta la superestructura mediante apoyos.

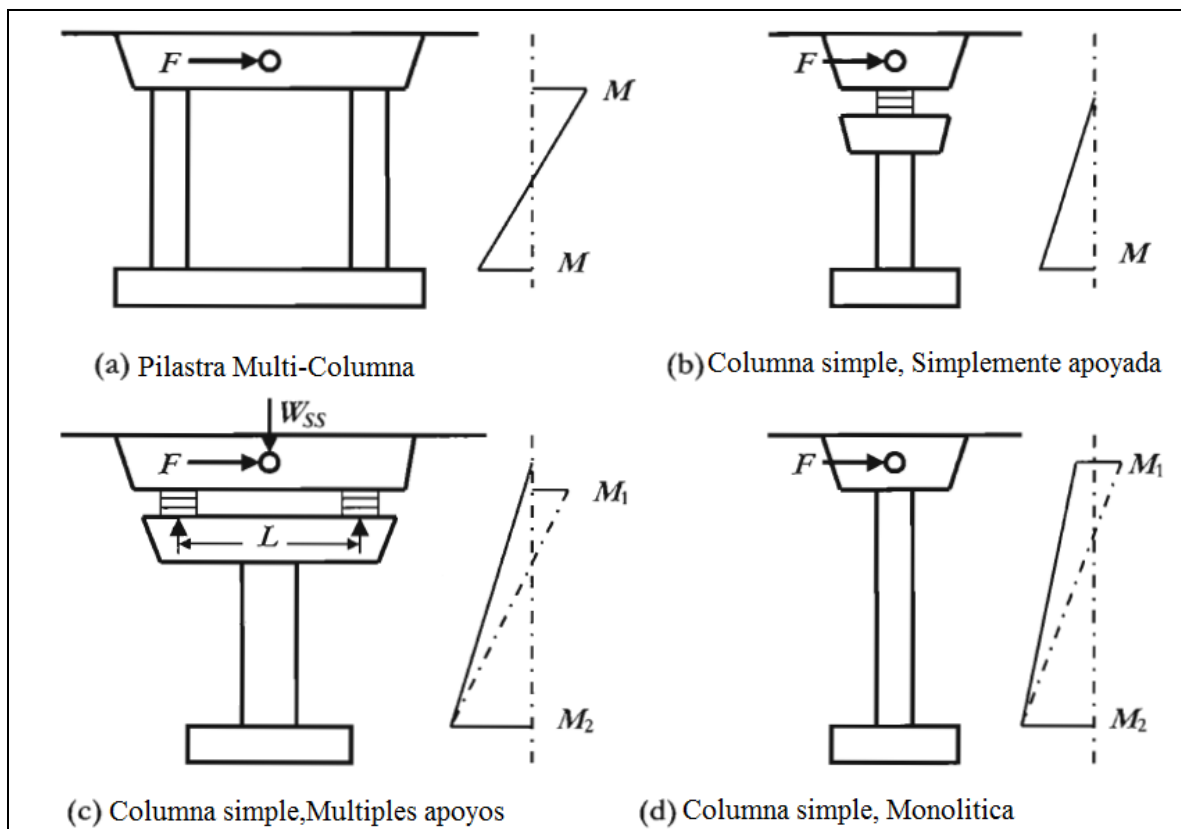


Fig. 3.7. Respuesta transversal para pilastras de puentes.



La columna simple de la **Fig. 3.7b** soporta la superestructura en un apoyo simple con libertad rotacional. Claramente, para que el puente sea estable bajo respuesta transversal, la superestructura debe ser restringida contra rotación alrededor del eje del puente. Esta restricción normalmente sería provista en los estribos, y la rigidez torsional de la superestructura tendría que ser alta. Si estos criterios son cumplidos, el puente actúa como un verdadero voladizo bajo respuesta transversal, con distribución vertical de momentos como la mostrada en la **Fig. 3.7b**.

Aunque la columna ilustrada en la **Fig. 3.7c** tiene una columna simple, la superestructura es soportada en dos o más apoyos. Bajo respuesta transversal, la fuerza axial transmitida a través de los apoyos cambia como consecuencia de que la fuerza inercial es aplicada a una altura arriba del apoyo. Esto resulta en un momento M_1 aplicado en la altura del apoyo, el cual podría ser del mismo signo u opuesto al momento en la base de la columna. Si la superestructura es rotacionalmente flexible, entonces la respuesta transversal es como un voladizo vertical simple, con el punto de aplicación de carga en el centro de la fuerza lateral, como muestra la línea sólida a la derecha de la figura. Si la superestructura es rotacionalmente rígida alrededor del eje longitudinal, entonces una incompatibilidad se desarrollará entre la rotación del tope de la columna y la superestructura, la cual tenderá a transferir la carga gravitatoria al apoyo izquierdo, para la dirección de carga mostrada en la figura. Asumiendo una fuerza lateral F , y una distancia L entre los apoyos exteriores, el momento máximo en la altura del centro del apoyo será $M_1 = W_{ss}L/2$, donde W_{ss} es el peso de superestructura soportado por la pilastra.

Finalmente, en la **Fig. 3.7d**, se muestra una columna simple con conexión monolítica a la superestructura. Aunque en apariencia el comportamiento sería como un voladizo simple, momentos tanto de signo positivo como negativo podrían desarrollarse en el centro de masa. Si la superestructura es torsionalmente rígida y está restringida contra el levantamiento en los estribos, entonces la reversión de momento puede desarrollarse sobre la altura de la columna. Por otro lado, si la superestructura es flexible, pero tiene un ancho considerable como a menudo será el caso, entonces la inercia torsional de masa provocará que momentos de cualquier signo puedan ser desarrollados a la altura del centro de masa, dado que la pilastra debe ser considerada como un sistema de dos modos. En el primer caso, la reversión de momento debe ser directamente considerada en el proceso de DDBD. Con el segundo caso, el momento puede asumirse igual a cero en el tope de la columna para el procedimiento del DDBD, pero la posible influencia de los modos más altos debe ser considerada cuando se determine la fuerza cortante máxima posible en la columna, durante las revisiones de diseño por capacidad.

3.3.5. Procedimiento de diseño.

Como se ha mencionado anteriormente, un procedimiento de diseño iterativo será necesario en muchos casos, incorporando dos suposiciones iniciales: la fracción de carga transferida de vuelta a los estribos por la flexión de la superestructura, y el perfil de desplazamiento. El procedimiento adopta los pasos siguientes:

1. Estimar la fracción de fuerza lateral, x , correspondiente a la trayectoria de carga de flexión de la superestructura. Generalmente, esta fracción será basada en la experiencia. En ausencia de una guía, se asume $x = 0.5$ para estribos restringidos, y $x = 0$ para puentes no restringidos en los estribos.



2. Estimar el perfil de desplazamiento inicial. Esto implicará la escogencia de una forma de desplazamiento, y determinar la capacidad de desplazamiento de estado límite de las pilastras.

3. Determinar el desplazamiento del sistema:

$$\Delta_d = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad \text{Ec. 3.15}$$

4. Determinar la masa efectiva, incluyendo la contribución apropiada del peso propio de la pilastra (generalmente 1/3 de esta).
5. Determinar el desplazamiento de fluencia de todas las pilastras, sus demandas de ductilidad, y el amortiguamiento viscoso equivalente. Es necesario notar la posibilidad de que algunas pilastras respondan elásticamente, en cuyo caso el amortiguamiento de la pilastra deberá ser tomado como: $\xi = 0.5$
6. Determinar la proporción de las fuerzas cortantes soportadas por las pilastras. Si se asume que todas las pilastras tienen igual refuerzo de flexión, y que todas las pilastras llegan al estado de fluencia, los cortantes estarán aproximadamente en proporción al inverso de la altura de la pilastra. Si alguna de estas se espera que se mantenga en el rango elástico, entonces la proporción de fuerza cargada por esa pilastra debe ser reducida de $1/H_i$ a μ_i/H_i , donde $\mu_i < 1$. La proporción cargada por las pilastras que fluyen se mantiene sin cambios.
7. Determinar el amortiguamiento del sistema.
8. Determinar el período efectivo, rigidez efectiva y cortante basal total (V_{BASE}) del espectro de diseño.
9. Distribuir el cortante basal a las ubicaciones de masa inercial mediante la fórmula:

$$F_i = V_{Base} (m_i \Delta_i) / \sum (m_i \Delta_i) \quad \text{Ec. 3.16}$$

10. Estimar la rigidez efectiva para cada estribo y pilastra para el modelo de análisis estructural. Esto requerirá una estimación de los cortantes cargados por las pilastras y estribos basada en la suposición de x . Dado que el desplazamiento de cada pilastra o estribo (Δ_i) es conocido desde el Paso 2, y el cortante (V_i) se conoce de este paso, la rigidez efectiva de cada pilastra o estribo se halla como $K_i = V_i / \Delta_i$.
11. Analizar la estructura bajo las fuerzas laterales F_i , para estimar el desplazamiento de la pilastra o estribo crítico.
12. El desplazamiento de la pilastra o estribo crítico es comparado con el desplazamiento de estado límite. Si el análisis indica que el desplazamiento de la pilastra crítica excede el límite de diseño, entonces la suposición para x , la fracción de fuerza inercial total cargada por la flexión de la superestructura, es muy alta. Más fuerza necesita ser distribuida a las pilastras, lo cual incrementará su rigidez efectiva, y por tanto la rigidez efectiva del sistema. De este modo, los desplazamientos serán reducidos. Si el



desplazamiento es menor que el límite de diseño, entonces x es muy bajo, y habrá que iterar con estimados mayores de x . Este proceso resultará en un incremento o decremento en los cortantes cargados por las pilastras individuales, y por tanto un cambio en la rigideces. Iterar, revisando el valor de x hasta que el desplazamiento de la pilastra o estribo crítico del análisis sea igual al valor de diseño. Si el desplazamiento del estribo difiere de la suposición de diseño, entonces la rigidez del estribo puede ser ajustada para que coincida mejor. Esto tendrá poco efecto en el desplazamiento de la pilastra; sin embargo, la influencia de los modos de vibración más altos en las fuerzas de estribo necesitan ser consideradas.

13. El valor de x , y el perfil de desplazamiento resultante del Paso 12, son ahora usados como nuevas estimaciones para los Pasos 1 y 2, y el procedimiento se itera a lo largo de los pasos 3 a 12 hasta que sea alcanzada la convergencia para x y para el perfil de diseño.

Debe notarse que, en algunos casos, incluso con $x = 1.0$ el desplazamiento de la pilastra crítica será menor que el límite de diseño. Esto significa que la rigidez de la superestructura es tal que domina la respuesta. Típicamente, esto ocurre con puentes cortos de solo unos pocos claros. En tales casos, la resistencia de la pilastra estará basada en consideraciones de carga por gravedad. Sin embargo, los detalles de ductilidad pueden continuar siendo necesarios, y un análisis usando las rigideces conocidas de la superestructura y pilastras debería ser llevado a cabo para determinar el desplazamiento esperado de las pilastras. Un nivel reducido de refuerzo transversal puede entonces ser dado para asegurar que la demanda de desplazamiento reducida sea provista.

Un diagrama de flujo es presentado para demostrar el procedimiento en la **Fig. A.16.** de los anexos.

3.3.6. Importancia relativa de la respuesta transversal y longitudinal.

Determinar la solución de diseño más correcta para respuesta transversal es considerablemente más difícil que para diseño longitudinal. En muchos casos, no es necesario llevar a cabo el diseño transversal, porque el diseño longitudinal es el más crítico. Esto sucede cuando:

- El puente es de traslación libre en los estribos longitudinalmente, y restringida lateralmente.
- El grado de fijeza de la columna a la superestructura es el mismo tanto para dirección longitudinal como transversal. Esto quiere decir, que la conexión sea completamente fija o completamente articulada para ambas respuestas.



4. DISEÑO SISMICO DEL PUENTE DE NAGAROTE.

4.1 ANÁLISIS PARA CARGAS GRAVITACIONALES

Mediante el software CSI Bridge™, se creó un modelo del puente, cuyo análisis para cargas gravitacionales se muestra en el **APÉNDICE 1**.

RESULTADOS DE ANÁLISIS:

Combinaciones de carga de la AASHTO, Estado Límite de Resistencia I:

- En cada Estribo:

Combinación crítica Resistencia I $\rightarrow 1.25DC + 1.5DW + 1.75LL + 1.75PL = 2345.70 \text{ KN}$

Carga Muerta + Viva de servicio $\rightarrow DC + DW + LL + PL = 1500.31 \text{ KN}$

Carga muerta de servicio $\rightarrow DC + DW = 624.19 \text{ KN}$

Carga muerta máxima $\rightarrow 1.25DC + 1.5DW = 812.50 \text{ KN}$

Carga muerta mínima $\rightarrow 0.9DC + 0.65DW = 529.52 \text{ KN}$

- En la Pilastra:

Combinación crítica Resistencia I $\rightarrow 1.25DC + 1.5DW + 1.75LL + 1.75PL = 5215.85 \text{ KN}$

Carga Muerta + Viva de servicio $\rightarrow DC + DW + LL + PL = 3676.45 \text{ KN}$

Carga muerta de servicio $\rightarrow DC + DW = 2606.52 \text{ KN}$

Carga muerta máxima $\rightarrow 1.25DC + 1.5DW = 3343.47 \text{ KN}$

Carga muerta mínima $\rightarrow 0.9DC + 0.65DW = 2260.55 \text{ KN}$

4.2. DISEÑO DEL PUENTE DE NAGAROTE CON EL METODO DDBD.

El puente es una estructura compuesta por dos claros de 11.5 m de largo, una pilastra de 1.7 metros de diámetro, y el ancho de la superestructura es de 8.5 m como mostrado en anexos **Fig. A1**.

DATOS UTILIZADOS EN EL ANALISIS DEL DDBD:

Altura de la columna de la zapata al centro del apoyo H:	10
Diámetro de la columna:	1.7
Carga axial de la pilastra (incluyendo 1/3 del peso de la pilastra):	2303.881 KN



Diámetro de la barra longitudinal:	34.925 mm
Diámetro de la barra transversal:	12.7 mm
Recubrimiento:	75 mm
Espaciamiento de los aros transversales:	100 mm

PROPIEDADES Y ESFUERZOS:

Resistencia del concreto en ksi (f'_c):	27579 KPa (4 Ksi)
Por tanto f'_{ce} :	35853 KPa (5.2 Ksi)
Esfuerzo de fluencia en ksi (f_y):	414 MPa (60 Ksi)
Por tanto f_{ye} :	455 MPa (66 Ksi)
Deformación del refuerzo de tensión última ϵ_{su} (longitudinal):	0.09
Deformación del refuerzo de tensión última ϵ_{su} (transversal):	0.09
Desplazamiento permisible Transversal del estribo (Δ_E Perm):	0.095 m
Deformación unitaria de control de daño del acero $\epsilon_{s,dc}$:	0.05
Razón del esfuerzo ultimo con el esfuerzo de fluencia f_u/f_y :	1.5
Módulo de elasticidad del acero E_s	200 MPa (29000 ksi)

4.2.1. PROCESO DE DISEÑO LONGITUDINAL DEL PUENTE:

1. Determinar la razón volumétrica de la pilastra.

$$D' = ((1.7 * 1000) - ((2 * 75) + 12.7)) = 1537.3 \text{ mm}$$

Razón volumétrica de los aros transversales.

$$\rho_v = \frac{4 \left(\frac{\pi \times 12.7^2}{4} \right)}{1537.3 \times 100} = 0.0033$$

2. Determinar la resistencia de compresión confinada del núcleo de concreto:

$$f_l = 0.5 \times 1 \times 0.0033 \times 60 = 0.099 \text{ ksi}$$



$$f'_{cc} = 5.2 \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 \times 0.099}{5.2}} - 2 \frac{0.099}{5.2} - 1.254 \right) = 5.856 \text{ ksi}$$

3. Determinar la deformación de compresión de control de daño:

$$\varepsilon_{c,dc} = 0.004 + 1.4 \frac{0.0033 \times 60 \times 0.09}{5.856} = 0.00825$$

4. Determinar la razón de fuerza axial de la columna:

$$\rho_{FAC} = 2.3039 \text{ MN} / (35.853 \text{ Mpa} \times 2.2698) = 0.0283$$

5. Estimar la profundidad del eje neutro.

$$c = (0.2 + 0.65 \times 0.0283) \times 1.7 = 0.3713 \text{ m}$$

6. Determinar la curvatura de estado límite:

$$\phi_{ls,c} = 0.00825 / 0.3713 = 0.0222$$

$$\phi_{ls,s} = 0.054 / (1.5948 - 0.3713) = 0.0441$$

La curvatura de estado límite crítica es:

$$\phi_{ls,c} = 0.0222$$

7. Determinar la longitud de rotula plástica:

$$H = 10 \text{ m}$$

$$k = 0.2(1.5 - 1) \leq 0.08$$

$$k = 0.10 \leq 0.08$$

Por tanto:

$$k = 0.08$$

$$L_{SP} = 0.022 \times 455.054 \times 34.925 = 349.6407 \text{ mm}$$

$$L_P = 0.08 \times 10 + \frac{349.6407}{1000} = 1.1496 \text{ m} \geq 2L_{SP} \text{ ok}$$

8. Determinar el desplazamiento de diseño:

$$C_1 = 1/3$$

$$\phi_y = (2.25 \times 0.002276) / 1.7 = 0.003$$



$$\Delta_y = \left(\frac{1}{3}\right) \times 0.003(10 + 0.3496)^2 = 0.107 \text{ m}$$

$$\Delta_d = 0.107 + (0.0222 - 0.003) * 1.1496 * 10 = 0.327 \text{ m}$$

9. Determinar el amortiguamiento de la pilastra.

$$\mu_i = 0.327/0.107 = 3.0561$$

$$\xi_P = 0.05 + 0.444 \left(\frac{3.0561-1}{3.0561*\pi} \right) = 0.145$$

10. Determinar el amortiguamiento del sistema:

Debido a que la estructura está compuesta por una pilastra y además que en el diseño longitudinal la superestructura es considerada libre en los estribos, y el amortiguamiento del sistema será igual al amortiguamiento de la pilastra por tanto:

$$\xi_{sys} = 0.145 = 14.5\%$$

11. Determinar el período efectivo:

El factor de reducción espectral para ser aplicado en el espectro de desplazamiento de Nicaragua es.

$$R_\xi = \left(\frac{0.07}{0.02+0.145} \right)^{0.5} = 0.6513$$

Así al ser aplicado al espectro, este es modificado como se muestra en la **Fig. A.2**:

Encontramos:

$$T_E = 1.86 \text{ s}$$

12. Determinar la masa efectiva:

$$ME * g = 3552.2811 \text{ KN}$$

13. Determinar la rigidez efectiva:

$$K_e = \frac{4\pi^2 3552.2811}{9.81 \times 1.86^2} = 4132.11218 \text{ KN/m}$$

14. Determinar la fuerza cortante basal:

La fuerza cortante basal de la pilastra es:

$$V_{Base} = 4132.1128 \times 0.327 = 1351.2009 \text{ KN}$$

Y por tanto el momento de la pilastra es:

$$M_{PILASTRA} = 1351.2009 \times 10 = 13512.0089 \text{ KNm}$$



15. Revisar efectos $P\Delta$.

$$\theta_{\Delta} = \frac{2303.8811 \times 0.327}{9517.18} = 0.0558 < 0.10 \text{ OK}$$

4.2.2. PROCESO DE DISEÑO TRANSVERSAL DEL PUENTE.

1. Estimar la fracción de fuerza lateral cargada por la superestructura:

Debido a que la configuración del puente es tal que el estribo gobierna el desplazamiento de la estructura y que esta se comporta como un cuerpo rígido entonces la carga lateral aplicada a los estribos es bien grande.

$$X = 0.74185$$

2. Estimar el perfil de desplazamiento inicial:

El desplazamiento lateral de la estructura es de 9.5 cm este desplazamiento lateral es menor que el desplazamiento dado por límites de derivas impuestos por códigos que generalmente es entre 3 y 4%.

Δ_D varia para el diseño transversal ya que la longitud critica se toma desde el empotramiento en la base de la columna hasta el punto de inflexión que se crea cuando la fuerza axial transmitida a través de los apoyos cambia como una consecuencia de la fuerza inercial siendo aplicada en la altura arriba del apoyo. Esta longitud es igual a 8.7172 m que fue encontrada a través del modelo de análisis estructural que realizamos en el programa CSI Bridge.

$$L_p = 0.08 \times 8.7172 + 0.3496 = 1.0470m \geq 2L_{sp} \text{ OK}$$

$$\Delta_y = \left(\frac{1}{3}\right) \times 0.003(8.7172 + 0.3496)^2 = 0.082 \text{ m}$$

El desplazamiento de la pilastra es:

$$\Delta_{PIL} = 0.082 + (0.0222 - 0.003) * 1.0470 * 8.7172 = 0.2572m$$

El sistema estructural se comporta como un cuerpo rígido el desplazamiento de la pilastra será el mismo que el del estribo:

Entonces Tenemos.	
$\Delta_{\text{ESTRIBO A (m)}} =$	0.095
$\Delta_{\text{PILASTRA B (m)}} =$	0.095
$\Delta_{\text{ESTRIBO C (m)}} =$	0.095

3. Determine el desplazamiento del sistema:

Entonces Tenemos.	
$M_A \text{ (KN)} =$	624.2
$M_B \text{ (KN)} =$	2303.8811
$M_C \text{ (KN)} =$	624.2



Encontramos el desplazamiento del sistema.

$$\Delta_d = \frac{(2 \times 624.2 \times 0.095^2) + (2303.8811 \times 0.095^2)}{(2 \times 624.2 \times 0.095) + (2303.8811 \times 0.095)} = 0.095 \text{ m}$$

El desplazamiento del sistema es igual al del estribo y pilastra debido a que como se dijo anteriormente la estructura se comporta como un cuerpo rígido.

4. Determine la masa efectiva:

$$m_e = \frac{(2 \times 624.2 \times 0.095) + (2303.8811 \times 0.095)}{0.095 \times 9.81} = 362108.2 \text{ Kg}$$

5. Determine la ductilidad desplazamiento de la pilastra y el amortiguamiento viscoso equivalente:

$$\mu_i = 0.095 / 0.082 = 1.1585$$

$$\xi_p = 0.05 + 0.444 * \left(\frac{1.1585 - 1}{1.1585 * \pi} \right) = 0.069$$

6. Determine la razón de fuerza cortante cargada por las pilastras:

$$V_i = (1 - 0.74185) \times \left(\frac{\frac{1}{10}}{\frac{1}{10}} \right) \times \sum Fi = 0.25815 \sum Fi$$

7. Determine el amortiguamiento del sistema:

$$\xi_e = \frac{0.74185 \times 0.095 \times 0.05 + (0.2582) \times \left(\frac{1}{10} \times 0.095 \times 0.069 \right) / \left(\frac{1}{10} \right)}{0.74185 \times 0.095 + (0.2582) \times \left(\frac{1}{10} \times 0.095 \right) / \left(\frac{1}{10} \right)} = 0.0548$$

8. Determine el período efectivo, rigidez, y cortante basal de diseño:

El factor de reducción espectral es:

$$R_\xi = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.0548} \right)^{0.5} = 0.967$$

Encontramos de nuevo el período mediante la **Fig. A3**:

Encontramos:

$$T_E = 0.45 \text{ s}$$

La rigidez efectiva es:

$$K_e = \frac{4\pi^2 362.1082}{0.45^2} = 70594.858 \text{ KN/m}$$



Determinar la fuerza cortante basal:

$$V_{Base} = 70594.858 \times 0.095 = 6706.51 \text{ KN}$$

9. Estimar el cortante de la pilastra y estribo.

$$(V_A + V_B) = 6706.51 \times 0.74185 = 4975.2244 \text{ KN}$$

Por tanto:

$$V_A = \frac{4975.2256}{2} = 2487.6122 \text{ KN}$$

$$V_B = 6706.51 \times 0.25815 = 1731.2856 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{4975.2256}{2} = 2487.6122 \text{ KN}$$

10. Analizar la estructura bajo fuerza lateral aplicada:

Los desplazamientos resultantes son iguales a 0.095 m por el comportamiento de la estructura (como un cuerpo rígido "RBT").

El procedimiento descrito arriba converge rápidamente con los programas Matlab, Mathcad o Excel. La iteración fue dada con ayuda del programa EXCEL.

El Momento de la pilastra es:

$$M_{PIL} = 1731.2856 \times 8.7172 = 15092 \text{ KNm}$$

Para el diseño de elementos tenemos:

$$M_{n1} = \sqrt{M_T^2 + 0.3M_L^2} = \sqrt{15092^2 + 0.3 * 13512.0089^2} = 16809 \text{ KN m}$$

$$M_{n2} = \sqrt{0.3M_T^2 + M_L^2} = \sqrt{0.3 * 15092^2 + 13512.0089^2} = 15840 \text{ KN m}$$

Se escoge el mayor:

$$M_n = 16809 \text{ KN m}$$

4.2.3. ANALIZAR LA RESISTENCIA A CORTANTE DE LA COLUMNA

Con la **Ec. 1.44** encontramos la resistencia a cortante de la columna, donde $\phi_s = 0.85$, pero con respecto al estipulado por el ACI es 0.75.

$$V_{des} = \phi_s V_{cap} = 0.85(1423.7897 + 130.031 + 1466.335) = 2567.1323 \text{ KN}$$

$$V_{des} = \phi_s V_{cap} = 0.75(1423.7897 + 130.031 + 1466.335) = 2265.1168 \text{ KN}$$



$$1. V_C = 1 \times 0.97 \times 0.135 \sqrt{35.853} \times (0.8 \times 2.2698) \times 1000 = 1423.7897 \text{ KN}$$

$$1 \leq \alpha = 3 - \frac{18885.93}{1472.9315 \times 1.8} = -4.12 \leq 1.5 \text{ NO OK}$$

Por tanto:

$$\alpha = 1$$

$$\beta = 0.5 + 20 \times 0.0235 = 0.97 \leq 1 \text{ OK}$$

Por tanto:

$$\beta = 0.97$$

El valor de γ está dado por la **Fig. 1.10**. En esta figura la variable es la demanda de ductilidad de curvatura (μ_ϕ), que en base al programa "XTRACT" es 7.66 entonces:

$$\gamma = 0.135$$

$$2. V_P = 0.85 \times 2303.8811 \times 0.0664 = 130.0310$$

$$\tan \zeta = \frac{1.7/2 - 0.3713/2}{10} = 0.0664$$

$$3. V_S = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{0.000126677 \times 413686.57 \times (1.7 - 0.3713 - 0.0814)}{0.1 \times \tan(35)} = 1466.335 \text{ KN}$$

El mayor cortante transmitido a la pilastra es de 1965.0092 KN con un factor de sobrerresistencia de 1.137, (**VER APÉNDICE 2**) y la resistencia por cortante de la columna con el factor de resistencia crítico de 0.75 es de 2265.1168 KN.

4.2.4. Análisis momento curvatura para la pilastra realizado con el programa XTRACT.

Con el software XTRACT versión 3.0.8 (2007), se procedió a calcular la gráfica Momento – Curvatura, con el fin de comprobar si la sección puede resistir los momentos y cortantes máximos aplicados. Se utilizó el método de la bisección, este análisis se demuestra en el **APÉNDICE 2**.

4.3 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA.

El Análisis del CSI Bridge para la combinación crítica de Evento Extremo I según la AASHTO, arrojó los siguientes resultados **Ver Fig. A.5 y Fig. A.6**.

Momento máximo en la dirección longitudinal 1-1: **2090.43 KN*m**

Momento máximo en la dirección transversal 2-2: **1618.02 KN*m**

4.3.1. Refuerzo longitudinal:

El recubrimiento superior es de 2 cm y el inferior de 5 cm, respetando el **Arto. 7.7 del ACI 2008**. El espacio libre entre las barras a tensión es el mínimo dado por ACI 7.6 para barras paralelas, igual a d_b (**Ver Fig. A.7**).



Refuerzo principal:

Datos			Acero de refuerzo		
b	1	m	Compresión:		
d	0.4825	m	#	11	
d'	0.0375	m	d _b	0.035	m
A _s	0.013744468	m ²	A _b	0.000962113	m ²
A' _s	0.009621128	m ²	s	0.1	m
β ₁	0.85		A' _s	0.009621128	m ²
f' _c	27579.03	KN/m ²	Tensión:		
f _y	413685.4	KN/m ²	#	11	
φ	0.9		d _b	0.035	M
E _s	2.00E+08	KN/m ²	A _b	0.000962113	m ²
ε _y	0.002068427		s	0.07	m
ε _{cu}	0.003		A _s	0.013744468	m ²

Paso 1	Asumiendo fluencia a ambos lados				$\epsilon_s \geq \epsilon_y$	$\epsilon'_s \geq \epsilon_y$
a	0.072764821	m				
c	0.085605672	m				
Paso 2	Verificar la fluencia en ambos lados					
E_s	Asunción 1 Tensión					
	0.013908926	\geq				
ϵ'_s	Asunción 2 Compresión					
	0.001685835	\geq				
Paso 3	Si el acero a compresión no fluye, corregir asunción				$\epsilon_s \geq \epsilon_y$	$\epsilon'_s < \epsilon_y$
Ecuación Cuadrática			$a_{(1)}$	0.086764299		
23442.1755	a^2		$a_{(2)}$	-0.090466635		
86.79081675	a		a	0.086764299	m	
-184.0040635	Cte.		c	0.102075646	m	
Paso 4	Verificar las segundas asunciones					
E_s	Asunción 1 Tensión					
	0.01118066	\geq				
ϵ'_s	Asunción 2 Compresión					
	0.001897876	$<$				



Paso 5	Asegurar que la sección sea gobernada por tensión			
	ρ	\leq	$0.75(\rho_b + \rho'f_s/f_y)$	CORRECTA
ϵ'_s	0.001897876			
f'_s	379575.2377	KN/m ²		
P_b	0.028509835			
ρ'	0.019940161			
P	0.028485944	\leq	0.035104382	
Paso 6	Calcular Momento Resistente			
f'_s	379575.2377	KN/m ²		
$f_s=f_y$	413685.4	KN/m ²		
ϕM_h	2266.42965	KN*m		

Refuerzo en el Voladizo:

Datos			Acero de refuerzo		
b	1	m	Tensión:		
d	0.2825	m	#	11	
d'	0.0375	m	d_b	0.035	m
A_s	0.006872234	m ²	A_b	0.000962113	m ²
A'_s	0.004810564	m ²	s	0.2	m
β_1	0.85		A'_s	0.004810564	m ²
f'_c	27579.03	KN/m ²	Compresión:		
f_y	413685.4	KN/m ²	#	11	
ϕ	0.9		d_b	0.035	m
E_s	2.00E+08	KN/m ²	A_b	0.000962113	m ²
ϵ_y	0.002068427		s	0.14	m
ϵ_{cu}	0.003		A_s	0.006872234	m ²

Paso 1		Asumiendo fluencia a ambos lados				$\epsilon_s \geq \epsilon_y$	$\epsilon'_s \geq \epsilon_y$
a	0.036382411	m					
c	0.042802836	m					
Paso 2		Verificar la fluencia en ambos lados					
ϵ_s	Asunción 1 Tensión						
	0.01680009	\geq	0.002068427	CORRECTA			
ϵ'_s	Asunción 2 Compresión						
	0.000371669	\geq	0.002068427	FALSA			



Paso 3		Si el acero a compresion no fluye, corregir asuncion			$\epsilon_s \geq \epsilon_y$	$\epsilon'_s < \epsilon_y$
Ecuacion Cuadratica			$a_{(1)}$	0.061728177		
23442.1755	a^2		$a_{(2)}$	-0.063579345		
43.39540837	a		a	0.061728177	m	
-92.00203173	Cte.		c	0.072621385	m	
Paso 4		Verificar las segundas asunciones				
ϵ_s	Asuncion 1 Tension					
	0.008670116	\geq	0.002068427	CORRECTA		
ϵ'_s	Asuncion 2 Compresion					
	0.00145087	$<$	0.002068427	CORRECTA		
Paso 5		Asegurar que la seccion sea gobernada por tension				
	ρ	\leq	$0.75 \cdot (\rho_b + \rho' f'_s / f_y)$	CORRECTA		
ϵ'_s	0.00145087					
f'_s	290173.9068	KN/m ²				
ρ_b	0.028509835					
ρ'	0.017028544					
ρ	0.024326492	\leq	0.030340704			
Paso 6		Calcular Momento Resistente				
f'_s	290173.9068	KN/m ²				
$f_s = f_y$	413685.4	KN/m ²				
ϕM_h	635.5110995	KN*m				

4.3.2. Refuerzo transversal (Ver Fig. A.8.).

Refuerzo principal:

Datos			Acero de refuerzo		
b	1	m	Tensión:		
d	0.4475	m	#	8	
d'	0.0675	m	d_b	0.025	m
A_s	0.012026409	m ²	A_b	0.000490874	m ²
A'_s	0.005454154	m ²	s	0.09	m
β_1	0.85		A'_s	0.005454154	m ²
f'_c	27579.03	KN/m ²	Compresión:		
f_y	413685.4	KN/m ²	#	11	
ϕ	0.9		d_b	0.035	m
E_s	2.00E+08	KN/m ²	A_b	0.000962113	m ²
ϵ_y	0.002068427		s	0.08	m
ϵ_{cu}	0.003		A_s	0.012026409	m ²



Paso 1		Asumiendo fluencia a ambos lados			$\epsilon_s \geq \epsilon_y$	$\epsilon'_s \geq \epsilon_y$
a	0.115980965	m				
c	0.136448194	m				
Paso 2		Verificar la fluencia en ambos lados				
ϵ_s	Asunción 1 Tensión		0.002068427		CORRECTA	
	0.006838899 \geq					
ϵ'_s	Asunción 2 Compresión		0.002068427		FALSA	
	0.00151592 \geq					
Paso 3		Si el acero a compresión no fluye, corregir asunción			$\epsilon_s \geq \epsilon_y$	$\epsilon'_s < \epsilon_y$
Ecuación Cuadrática			$a_{(1)}$	0.132899367		
23442.1755	a^2		$a_{(2)}$	-0.060267131		
-1702.657626	a		a	0.132899367	m	
-187.7592484	Cte.		c	0.156352196	m	
Paso 4		Verificar las segundas asunciones				
ϵ_s	Asunción 1 Tensión		0.002068427		CORRECTA	
	0.005586384 \geq					
ϵ'_s	Asunción 2 Compresión		0.002068427		CORRECTA	
	0.001704847 $<$					
Paso 5		Asegurar que la sección sea gobernada por tensión				
	ρ	\leq	$0.75 \cdot (\rho_b + \rho' f'_s / f_y)$			
ϵ'_s	0.001704847					
f'_s	340969.4202	KN/m ²				
ρ_b	0.028509835					
ρ'	0.012188053					
ρ	0.026874658	\leq	0.028916641	CORRECTA		
Paso 6		Calcular Momento Resistente				
f'_s	340969.4202	KN/m ²				
$f_s = f_y$	413685.4	KN/m ²				
ϕM_h	1704.446279	KN*m				



Refuerzo en el Voladizo (Ver Fig. A.9):

Datos		
b	1	m
d	0.2475	m
d'	0.0675	m
A _s	0.006013205	m ²
A' _s	0.002727077	m ²
β ₁	0.85	
f' _c	27579.03	KN/m ²
f _y	413685.4	KN/m ²
φ	0.9	
E _s	2.00E+08	KN/m ²
ε _y	0.002068427	
ε _{cu}	0.003	

Acero de refuerzo		
Tensión:		
#	8	
d _b	0.025	m
A _b	0.000490874	m ²
s	0.18	m
A' _s	0.002727077	m ²
Compresión:		
#	11	
d _b	0.035	m
A _b	0.000962113	m ²
s	0.16	m
A _s	0.006013205	m ²

Paso 1		Asumiendo fluencia a ambos lados		ε _s ≥ ε _y	ε' _s ≥ ε _y
a	0.057990482	m			
c	0.068224097	m			
Paso 2		Verificar la fluencia en ambos lados			
ε _s	Asunción 1	Tensión			
	0.007883251	≥	0.002068427	CORRECTA	
ε' _s	Asunción 2	Compresión			
	3.18405E-05	≥	0.002068427	FALSA	
Paso 3		Si el acero a compresión no fluye, corregir asunción		ε _s ≥ ε _y	ε' _s < ε _y
Ecuación Cuadrática			a ₍₁₎	0.083994575	
23442.1755	a ²		a ₍₂₎	-0.047678457	
-851.3288131	a		a	0.083994575	m
-93.87962422	Cte.		c	0.098817147	m
Paso 4		Verificar las segundas asunciones			
ε _s	Asunción 1	Tensión			
	0.004513878	≥	0.002068427	CORRECTA	
ε' _s	Asunción 2	Compresión			
	0.000950761	<	0.002068427	CORRECTA	



Paso 5		Asegurar que la sección sea gobernada por tensión			
	ρ	\leq	$0.75*(\rho_b + \rho' f'_s / f_y)$		
ϵ'_s	0.000950761				
f'_s	190152.1025	KN/m ²			
ρ_b	0.028509835				
ρ'	0.011018493				
ρ	0.024295777	\leq	0.025180896	CORRECTA	
Paso 6		Calcular Momento Resistente			
f'_s	190152.1025	KN/m ²			
$f_s = f_y$	413685.4	KN/m ²			
ϕM_n	448.180862	KN*m			



4.4 DISEÑO DEL ESTRIBO.

4.4.1. Análisis de estabilidad del estribo.

a) Normas de diseño y especificaciones generales.

Materiales de diseño: Según Normas AASHTO de 2010, Carga Viva 1.30 (HS20-44) en dos Vías de Circulación.

Concreto: Clase " A ", $f_c = 4000 \text{ psi}$, a los 28 días de Edad como mínimo.

Acero de refuerzo: Según Normas AASHTO M31, Grado 60. Límite de Fluencia $F_y = 60 \text{ ksi}$.

Se utilizaron las cargas mayoradas y minoradas que salieron del análisis en el CSI Bridge de la superestructura.

b) Valores de la resistencia de los materiales		Unidad
Peso específico del suelo de relleno (γ_s)	16.5000	KN/m^3
Angulo de reposo del suelo de relleno (ϕ)	30.0000	Grados
Presión admisible al contacto del suelo (PACS)	245.1402	kN/m^2
Angulo de reposo del suelo de cimentación (ϕ_c)	33.0000	Grados
Factor de seguridad al volteo (FSV)	2.0000	Adim.
Factor de seguridad al desplazamiento(FSD)	1.5000	Adim.
Coeficiente de fricción del suelo de cimentación (Cfricc.)	0.5000	Adim.
π (Valor de la Constante PI)	3.1416	Rad

c) Valores de entrada de las dimensiones del estribo		Unidad
Largo Unitario del Estribo (LARGO)	1.0000	M
Altura del Estribo (ALTURA)	6.4000	M
Altura de Bombeo (ABOMBEO)	0.0000	M
Altura de la Viga de Asiento (APARED)	0.7	M
Altura del Cuerpo del Estribo (ACUERPO)	4.89	M
Altura de la Zapata(AZAPATA)	0.9000	M
Ancho de Pared de Viga de Asiento (APVA)	1.6404	M
Altura del respaldo de la pared de la Viga de asiento (APAREDR)	1.8	M
Ancho de la base del Cuerpo del Estribo(BASEP)	0.6	M
Altura del Nivel Freático (AFREATICO)	0	M
Ancho de Cálculo del Estribo (ANCHO)	1.0000	M
A. Base del estribo (base)	4.3	M



A. Pie de zapata (Pie)	0.95	M
A. Talón de zapata(Talón)	2.75	M
Atrans	1.5	M
H.Btrans	0.5	M
sobrecarga vehicular sobre el relleno del estribo (SCVRE)	0.6	M

d) Calculo de las presiones activas de relleno

$$KA = \tan^2(45 - \phi/2) = \tan^2(45 - 30/2) = 0.3333 \text{ adimensional}$$

$$PA1 = KA \times SCVRE \times \gamma_s = 0.3333 \times 0.6 \times 16.5 = 3.2997 \text{ KN/m}^2$$

$$PA2 = KA(SCVRE + APARED) \times \gamma_s = 0.3333 \times (0.6 + 0.7) \times 16.5 = 7.1493 \text{ KN/m}^2$$

$$PA3 = KA(SCVRE + APARED + ACUERPO) \times \gamma_s = 0.3333 \times (0.6 + 0.7 + 4.89) \times 16.5 = 34.0416 \text{ KN/m}^2$$

$$PA4 = KA(SCVRE + ALTURA) \times \gamma_s = 0.3333 \times (0.6 + 6.4) \times 16.5 = 38.4962 \text{ KN/m}^2$$

$$PA5 = KA(ALTURA) \times \gamma_s = 0.3333 \times 6.4 \times 16.5 = 35.1965 \text{ KN/m}^2$$

$$PA6 = KA(ALTURA - AZAPATA) \times \gamma_s = 0.3333 \times (6.4 - 4.3) \times 16.5 = 30.2470 \text{ KN/m}^2$$

e) Revisión de estabilidad

e.1) Combinación de carga: 1.25DC+1.5DW+1.35EV+1.5EH+1.75LS

Conceptos	FV(KN)	FH(KN)	Brazo V.	Brazo H.	MV(KN-m)	MH(KN-m)	MT(KN-m)
1.Solicitaciones de carga muerta							
Cargas mayoradas de superestructura	68.743		1.3		89.3659		
1,25*(W1c = $\gamma_c \times ancho \times altura$)	81.5622		1.85		150.8902		
1,25*(W2c = $\gamma_c \times ancho \times altura$)	20.7171		1.75		36.2549		
1,25*(W3c = $\gamma_c \times ancho \times altura$)	81.0451		1.3		105.3587		
1,25*(W4c = $\gamma_c \times ancho \times altura$)	106.900		2.5		267.2501		
1,35*(W5s = $\gamma_s \times ancho \times altura$)	37.7561		1.85		69.8488		
1,35*(W6s = $\gamma_s \times ancho \times altura$)	16.7063		3.55		59.3072		
1,35*(W7s = $\gamma_s \times ancho \times altura$)	169.903		1.9		322.8149		
1,35*(W8s = $\gamma_s \times ancho \times altura$)	165.392		3.55		587.1412		
1,5(EH) E5		112.628 7		2.13		359.849	
Subtotal	748.423				1688.232	359.849	1328.383
2. solicitaciones de carga viva							
1.75 LS (sobrecarga viva)	1.05		1.25				

Revisión de la excentricidad	
$Xo = MTEST/FVEST =$	1.7742
$EXCEN = BASE/2 - Xo =$	0.3758
$EXCENMAX = BASE/6 =$	0.7167
$Fr = Crf \times FH =$	374.3622

Excen. < Excen. Max.
OK.



Revisión de presiones		
$\sigma_{max} = (N/Area)(1 \pm (6 * e/Bx)) = KN/m^2$		
$\sigma_{max1} =$	184.6590	$\sigma_{max1} < PACS = 245.14 KN/m^2$
$\sigma_{max2} =$	57.6154	$\sigma_{max2} < PACS = 245.14 KN/m^2$
Revisión de Deslizamiento y Volteo		
$F_v = M_v/MH$	4.6915	$4.6915 > FSV = 2 \text{ Ok.}$
$F_d = F_r/FH$	3.3239	$3.3239 > FSD = 1.5 \text{ Ok.}$

e.2) Combinación de carga: 0.9DC+0.65DW+0.9EV+1EH+1.75LS

Conceptos	FV(KN)	FH(KN)	Brazo V.	Brazo H.	MV(KN-m)	MH(KN-m)	MT(KN-m)
1.Solicitaciones de carga muerta							
Cargas minoradas de superestructura	55.813		1.3		58.8510		
$0,9*(W1c = \gamma_c * ancho * altura)$	58.7248		1.85		108.6409		
$0,9*(W2c = \gamma_c * ancho * altura)$	14.9163		1.75		26.1035		
$0,9*(W3c = \gamma_c * ancho * altura)$	58.3525		1.3		75.8583		
$0,9*(W4c = \gamma_c * ancho * altura)$	76.9680		2.5		192.4201		
$1(W5s = \gamma_s * ancho * altura)$	27.9675		1.85		51.7399		
$1(W6s = \gamma_s * ancho * altura)$	12.3750		3.55		43.9313		
$1(W7s = \gamma_s * ancho * altura)$	125.8538		1.9		239.1221		
$1(W8s = \gamma_s * ancho * altura)$	122.5125		3.55		434.9194		
1,5(EH) E5		112.6287		2.13		359.849	
Subtotal	542.9404				1231.586	359.849	871.737
2. solicitaciones de carga viva							
1.75 LS (sobrecarga viva)	1.05		1.25				

Revisión de la excentricidad	
$X_o = M_{TEST}/F_{VEST} =$	1.6056
$EXCEN = BASE/2 - X_o =$	0.5444
$EXCENMAX = BASE/6 =$	0.7167
$F_r = C_{rf} * F_H =$	271.4702

Excen. < Excen. Max.
OK.

Revisión de presiones		
$\sigma_{max} = (N/Area)(1 \pm (6 * e/Bx)) = KN/m^2$		
$\sigma_{max1} =$	213.1588	$\sigma_{max1} < PACS = 245.14 KN/m^2$
$\sigma_{max2} =$	29.1157	$\sigma_{max2} < PACS = 245.14 KN/m^2$
Revisión de Deslizamiento y Volteo		
$F_v = M_v/MH$	3.4225	$3.4225 > FSV = 2 \text{ Ok.}$
$F_d = F_r/FH$	2.4103	$2.4103 > FSD = 1.5 \text{ Ok.}$



4.4.2. Apoyos elastoméricos:

Longitud mínima de soporte (AASHTO 4.7.4.4):

$$N = (8 + 0.02L + 0.08H)(1.000125 * S^2)$$

Donde:

N = longitud mínima de soporte medida hasta el centroide del apoyo (pulg.)

L = longitud de claro (en pies)

H = altura promedio de columnas soportando el claro (en pies); en caso de puentes de un único claro, H = 0.

S = ángulo de esviaje del apoyo (grados).

$$N = (8 + 0.02 * 36.6 + 0.08 * 32.8)(1.000125 * 45^2) = 14.2in \ (0.36m)$$

Antes que las cargas debidas a la variación de temperatura puedan ser calculadas, las propiedades del apoyo de neopreno son necesarias. Se escogió 6 apoyos de neopreno zunchado (reforzado) de 40x40 cm en planta:

Ancho (a)	0.4	m
Altura total (incluyendo zunchos de acero)	0.1	m
Módulo de cortante (G)	0.9	MPa
Altura neta de elastómero (T)	0.073	m
Esfuerzo de compresión admisible (σ_{max})	14.7	MPa

Área en planta del elemento elastomérico:

$$A = 0.4 * 0.4 = 0.16 \text{ m}^2$$

El corrimiento horizontal del apoyo debe ser menor que $0.7 * T$. Para hallarlo, calculamos la deformación de la superestructura debida a las variaciones de temperatura:

Rango de temperatura para el concreto (AASHTO 3.12.2.1): $-12.22^{\circ}\text{C} \sim 26.67^{\circ}\text{C}$

$$\Delta_T = 38.89^{\circ}\text{C}$$

Coeficiente de expansión térmica del concreto: $\alpha = 0.000012/^{\circ}\text{C}$

Claro soportado $L=11.5\text{m}$

Corrimiento debido al aumento de temperatura:

$$\Delta_u = \Delta_T * \alpha * L = (26.67 + 12.22) * 0.000012 * 11.5\text{m}$$

$$\Delta_u = 0.0054\text{m} < 0.7 * 0.073 = 0.051$$

OK

Carga lateral debida al aumento de temperatura en condiciones de servicio:

$$H_u = (G * A * \Delta_u) / T = (900\text{KN}/\text{m}^2 * 0.16\text{m}^2 * 0.0054\text{m}) / 0.073\text{m}$$

$$H_u = 10.59\text{KN} \quad \text{Por cada apoyo}$$

$$H_u = 63.52\text{KN} \quad \text{Total}$$



4.4.3. Diseño por Flexión y Cortante (Ver Fig. A.10.):

Datos relevantes:

Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (f_y):	413685.4 KPa
Resistencia del concreto (f'_c):	27579.03 KPa
Módulo de elasticidad del concreto (E_c):	2.49 E07 KPa
Peso específico del concreto (γ_c):	22.098 KPa
Factor de reducción por flexión (ϕ):	0.9
Factor de reducción por cortante (ϕ):	0.75
Altura de cuerpo del estribo (ACUERPO):	4.75 m
Ancho total de estribo (ANCHO):	12 m
Ancho de cálculo de muro (b):	1 m
Espesor de muro (h):	60 cm
Recubrimiento mínimo de concreto:	7.5 cm
Modificador de carga (η_i) = 1	

Fórmula del Momento Resistente para todas las secciones que trabajan a tensión:

$$\phi M_n = 0.9 * f'_c b d^2 \rho \frac{f_y}{f'_c} \left(1 - 0.588 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right)$$

4.4.3.1. Cargas sísmicas de empuje de tierras:

Análisis pseudo-estático Mononobe-Okabe:

Según las recomendaciones de AASHTO, el coeficiente de aceleración horizontal k_h puede ser estimado en $k_h = A/2 = 0.15$.

Desplazamiento mínimo del muro para condiciones de presión activa (**Tabla 2.3, o C3.11.1-1 en la AASHTO**), considerando un relleno de arena de densidad media:

$$\Delta = 0.002 * 5.5 \text{ m} = 0.011 \text{ m} = 0.44 \text{ in}$$

Propiedades del relleno (**Ver Fig. 2.2**):

- Ángulo de fricción del relleno (ϕ): 30°
- Pendiente del relleno (i): 0°
- Ángulo de fricción entre suelo y muro (δ): aproximadamente $\phi/2 = 15^\circ$
- Pendiente de la cara del muro (β): 0°

Asumiendo el caso crítico de $k_v = 0$:

$$\theta = \tan^{-1}(0.15/(1 - 0)) = 8.53^\circ$$

Coeficiente de Presión Activa de Sismo K_{AE} (**Ec. 2.7**):



$$K_{AE} = \frac{\cos^2(0 - 8.53^\circ - 0)}{\cos(8.53^\circ) \cos^2(0) \cos(15^\circ + 0 + 8.53^\circ)} \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(0 + 15^\circ) \sin(0 - 8.53^\circ - 0)}{\cos(15^\circ + 0 + 8.53^\circ) \cos(0 - 0)}} \right]^{-2}$$

$$K_{AE} = 0.407$$

Empuje de Presión Activa de Sismo E_{AE} (**Ec. 2.6**):

Sin sobrecarga viva:

$$E_{AE} = \frac{1}{2}(16.5)(5.5)^2(1)(0.407) \quad E_{AE} = 101.66 \text{ KN}$$

Incluyendo sobrecarga viva Ver (**AASHTO Tabla C3.11.6.4-1**).

Altura equivalente de suelo para carga vehicular en estribos perpendiculares al tráfico. La altura del muro se toma desde la superficie del relleno hasta el fondo de la zapata. Por lo tanto, $H = 6.4m = 21ft \rightarrow h_{eq} = 2ft = 0.61m$

$$E_{AE} = \frac{1}{2}(16.5)(5.5)(5.5 + 0.61)(1)(0.407) \quad E_{AE} = 112.93 \text{ KN}$$

Este será el valor a utilizar para el diseño de la sección del cuerpo del estribo.

4.4.3.2 Diseño del cuerpo del estribo:

Carga muerta de servicio de la superestructura más peso propio, por franja de 1m:

Del CSI Bridge (**sección 4.1**), la sumatoria de cargas proveniente de la superestructura es: $624.19 / 12 = 52.02$

Sumándole el peso propio del estribo por encima de la base del cuerpo, calculado en la **Sección 4.4.1**.

$$P_u = (52.02 + 146.66) \quad P_u = 198.68 \text{ KN}$$

4.4.3.2.1 Efectos de la esbeltez:

Radio de giro (**ACI 10.10.1.2**): $r = 0.3 * h = 0.3(0.6) = 0.18 \text{ m}$

Factor k (**ACI 10.10.7.2**): $k = 1.5$

Relación de esbeltez: $k * ALTURA / r = 39.58 > 22$

Según **AASHTO 5.7.4.3**, requiere amplificación de momento (caso desplazable).

Momento de inercia de la sección bruta: $I_g = \frac{b * h^3}{12} = 0.018 \text{ m}^4$

Factor β_{ds} (**ACI 10.10.4.2**):



Carga sísmica proveniente de la superestructura (se considera no sostenida):

$$(2487.61/12) * \text{sen}45^\circ = 146.58 \text{ KN}$$

Empuje sísmico de tierra (se considera sostenido): 112.93 KN

$$\beta_{ds} = \frac{\text{Máximo cortante sostenido mayorado}}{\text{Máximo cortante mayorado total}} = \frac{112.93}{112.93 + 146.58}$$

$$\beta_{ds} = 0.4352$$

Rigidez aplicable (**ACI 10.10.6.1**): $EI = \frac{0.40 * E_c I_g}{1 + \beta_{ds}} = 124919.88 \text{ KN} * \text{m}^2$

Carga axial crítica (**ACI 10.10.6**): $P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k * ALTURA)^2} = 24286.31 \text{ KN}$

Amplificador de momento (**ACI 10.10.7.4**):

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{198.68}{0.75(224286.31)}} = 1.011$$

Momento sin consideración de desplazamiento (por cargas gravitacionales):

Suponer una excentricidad accidental $e = h/3 = 0.2 \text{ m}$

$$M_{ns} = P_u * e = 39.74 \text{ KN} * \text{m}$$

Momento con consideración de desplazamiento (empuje de tierras * altura de muro + sismo proveniente de la superestructura):

$$M_s = \text{empuje de tierra} * \frac{\text{altura muro}}{2} + \text{sismo superestructura} * (\text{altura muro} + \text{apoyo})$$

$$M_s = 112.93 * 5.5/2 + 146.58 * 4.95 = 1036.15 \text{ KN} * \text{m}$$

Momento total: $M_u = M_{ns} + \delta_s M_s = 39.74 + (1.011 * 1036.15)$

$$M_u = 1087.31 \text{ KN} * \text{m}$$

4.4.3.2.2 Refuerzo Vertical.

Probar con barras #11. Suponer un espaciamiento $s = 14 \text{ cm}$ (5.6 in)

Diámetro de barra: 0.035 m

Área de barra: 0.000962 m²

Peralte de la sección: $d = 0.6 - 0.075 - \frac{0.035}{2} = 0.5075 \text{ m}$

Área de acero por franja de 1 m: $A_s = 0.000962 * \frac{1}{0.14} = 0.006872 \text{ m}^2$



Cuantía de acero longitudinal: $\rho = \frac{A_s}{b*d} = 0.006872 / (1 * 0.5075) = 0.0135$

Momento resistente:

$$\phi M_n = 1143.43 \text{ KN} * m > 1087.31 \text{ KN} * m$$

Usar barras #11 @ 14 cm

4.4.3.2.3 Refuerzo Horizontal:

Cuantía de acero mínima por retracción y temperatura (ACI 7.12.2): $\rho_t = 0.0018$

Probar con barras #6. Suponer un espaciamiento $s = 25 \text{ cm}$ (10 in)

Diámetro de barra: 0.019 m

Área de barra: 0.000284 m^2

Peralte de la sección: $d = 0.5075 - \frac{0.019 + 0.035}{2} = 0.4805 \text{ m}$

Cuantía de acero transversal: $\rho_t = 0.000284 / (0.4805 * 0.25)$

$$\rho_t = 0.0024 > 0.0018$$

Usar barras #6 @ 25 cm

4.4.3.2.4 Revisión por cortante:

Ancho de la sección crítica: $b_o = 1 \text{ m}$

Peralte: $d = 0.5075 \text{ m}$

Cortante total mayorado: $V_u = 112.93 + 146.58 = 259.51 \text{ KN}$

Cortante resistido por el concreto (ACI 11.2.1.1):

$$\phi V_c = \phi \left(0.17 \sqrt{f'_c} * b_o d \right) \quad f'_c \text{ en MPa}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 1000 * (0.17 \sqrt{27.579} * 1 * 0.5075)$$

$$\phi V_c = 339.81 \text{ KN} > 259.51 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

4.4.3.3. Espaldón (Ver Fig. A.11).

Nota: la fuerza sísmica longitudinal necesaria para movilizar el relleno para la altura completa del estribo es generalmente mucho mayor de lo que un espaldón, de tamaño práctico, puede ser diseñada para resistir. Por lo tanto, este está diseñado para fallar antes de que las fuerzas perjudiciales se puedan transmitir a la parte inferior del estribo (McKee y Mellon, Caltrans).



a) Momento último:

Empuje de tierra mayorado por metro de pared (incluyendo sobrecarga vehicular): **Ec. 2.6**

Coefficiente de Presión Activa por Mononobe-Okabe: 0.4073

$$E_{AE} = \frac{1}{2}(16.5 \text{ KN/m}^3)(1.5 * 1.8 \text{ m} + 1.75 * 0.61 \text{ m}) * (1.8 \text{ m})(0.4073)$$

$$E_{AE} = 22.79 \text{ KN}$$

b) Momento por empuje de tierra:

$$M_{EH} = 22.79 \text{ KN} * 1.8 \text{ m} / 2 = 20.51 \text{ KN} * \text{m}$$

Carga viva vehicular (de servicio):

Carriles cargados: 2, por lo tanto $m=1$ (**Tabla 3.6.1.1.2-1 AASHTO**)

Factor de Carga de Impacto: 1.33

$$LL = [(2 * 1.33 * 142.34 \text{ KN}) + (2 * 9.3 \text{ KN/m} * 0.5 \text{ m})] / 12 \text{ m}$$

$$LL = 32.34 \text{ KN}$$

c) Momento Total:

$$\text{Momento total: } M_u = M_{EH} + LL * ANCHO / 2 = [20.51 + (32.34 * 0.25)]$$

$$M_u = 28.60 \text{ KN} * \text{m}$$

4.4.3.3.1 Refuerzo Vertical.

Probar con barras #5. Suponer un espaciamiento $s = 25 \text{ cm}$ (10 in)

Diámetro de barra: 0.016 m

Área de barra: 0.000201 m²

$$\text{Peralte de la sección: } d = 0.5 - 0.075 - \frac{0.016}{2} = 0.417 \text{ m}$$

$$\text{Área de acero por franja de 1 m: } A_s = 0.000201 * \frac{1}{0.25} = 0.000804 \text{ m}^2$$

$$\text{Cuantía de acero longitudinal: } \rho = \frac{A_s}{b*d} = 0.000804 / (1 * 0.417) = 0.0019$$

$$\text{Momento resistente: } \phi M_n = 122.74 \text{ KN} * \text{m} > 28.60 \text{ KN} * \text{m}$$

Usar barras #5 @ 25 cm

4.4.3.3.2. Refuerzo Horizontal.

Cuantía de acero mínima por retracción y temperatura (**ACI 7.12.2**): $\rho_t = 0.0018$

Probar con barras #4. Suponer un espaciamiento $s = 18 \text{ cm}$ (7.2 in)

Diámetro de barra: 0.013 m

Área de barra: 0.000133 m²



Peralte de la sección: $d = 0.4155 - \frac{0.013+0.019}{2} = 0.3995$

Cuantía de acero transversal: $\rho_t = 0.000133 / (0.3995 * 0.18)$

$$\rho_t = 0.00185 > 0.0018 \text{ m}$$

Usar barras #4 @ 18 cm

4.4.3.3 Revisión por cortante:

Ancho de la sección crítica: $b_0 = 1 \text{ m}$

Peralte: $d = 0.4155 \text{ m}$

Cortante total: $V_u = 22.79 \text{ KN}$

Cortante resistido por el concreto (**ACI 11.2.1.1**):

$$\phi V_c = 0.75 * 1000 * (0.17 \sqrt{27.579} * 1 * 0.4185)$$

$$\phi V_c = 280.22 \text{ KN} > 22.79 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

4.4.3.4 Aletón (Ver Fig. A.12.).

4.4.3.4.1 Cálculo de empujes de tierra:

Peso específico del relleno:

$$\gamma_s = 16.5 \text{ KN/m}^3$$

Ángulo de fricción del suelo de relleno:

$$\phi = 30^\circ$$

Ancho de franja supuesto:

$$0.30 \text{ m}$$

Coefficiente de Presión Activa:

$$K_{AE} = 0.4073$$

Para la compleción de la tabla mostrada a continuación, se empleó las siguientes fórmulas:

$$PA = K_{AE} * \gamma_s * H$$

$$EA = PA * H^2 / 2 * \text{ancho_promedio}$$

	Prof. (m)	SCV RE	PA (KN/m ²)	Ancho promedio (m)	EA mayorado (KN)	Brazo horizontal (m)	MH (KN*m)
NT	0	0.61	4.10				
E1	1	0.61	10.820	2.4	17.90	1.2	21.48
E2	1.8	0.61	16.20	1.2	12.97	0.4	5.19
Σ					30.87		26.67

Momento total: $M_u = 26.67 \text{ KN} * \text{m}$

4.4.3.4.2 Refuerzo principal (horizontal):

Espesor del aletón (h_a): 30 cm

Recubrimiento mínimo de concreto: 7.5 cm

Probar con barras #4. Suponer un espaciamento $s = 25 \text{ cm}$ (10 in)

Diámetro de barra: 0.013 m



Área de barra: 0.000133 m²
 Cantidad de acero principal: $\rho = \frac{A_s}{b*d} = 0.000133 / (0.3 * 0.219) = 0.0024$

Momento resistente:

$$\phi M_n = 42.35 \text{ KN} * m > 26.67 \text{ KN} * m$$

Usar barras #4 @ 25 cm

4.4.3.4.3 Refuerzo secundario (vertical):

Cantidad de acero mínima por retracción y temperatura **(ACI 7.12.2)**: $\rho_t = 0.0018$
 Probar con barras #4. Suponer un espaciamiento $s = 25 \text{ cm}$ (10 in)

Diámetro de barra: 0.010 m
 Área de barra: 0.000079 m²

Cantidad de acero transversal: $\rho_t = 0.0024 > 0.0018$

Usar barras #4 @ 25 cm

4.4.3.4.4 Revisión por cortante (Ver Fig. A.13.):

Ancho de la sección crítica: $b_o = 1.73 \text{ m}$
 Peralte: $d = 0.219 \text{ m}$

Cortante total: $V_u = 30.87 \text{ KN}$

Cortante resistido por el concreto **(ACI 11.2.1.1)**:

$$\phi V_c = 0.75 * 1000 * (0.17 \sqrt{27.579} * 1.73 * 0.219)$$

$$\phi V_c = 253.68 \text{ KN} > 30.87 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

4.4.3.5. Pedestal

Datos relevantes:

Espesor de losa:	h = 90 cm
Recubrimiento mínimo de concreto:	7.5 cm
Largo total (L1):	4.3 m
Excentricidad de la columna respecto al pedestal (e):	0.9 m
Ancho de cálculo de losa (b):	1 m
Longitud de Pie:	0.95 m
Longitud de talón:	2.75 m



4.4.3.5.1. Diseño a Flexión del Talón (Ver Fig. A.13).

Peso mayorado del relleno sobre la losa (**Sección 4.4.1**), incluyendo sobrecarga viva: 438.20 KN

Peso propio mayorado del Talón: $1.25(\gamma_c hb * 2.75) = 71.785 \text{ KN}$

Momento crítico: $M_u = (438.20 + 71.785) * 2.75/2$

$$M_u = 701.23 \text{ KN} * m$$

Probar con barras #10. Suponer un espaciamiento $s = 30 \text{ cm}$ (12 in)

Diámetro de barra: 0.032 m

Área de barra: 0.000804 m²

Peralte de la sección: $d = 0.9 - 0.075 - \frac{0.032}{2} = 0.809 \text{ m}$

Área de acero por franja de 1 m: $A_s = 0.002681 \text{ m}^2$

Cuantía de acero principal: $\rho = \frac{A_s}{b*d} = 0.0033$

Momento resistente:

$$\phi M_n = 783.88 \text{ KN} * m > 701.23 \text{ KN} * m$$

Usar barras #10 @ 30 cm

4.4.3.5.2. Diseño a Flexión del Pie:

Reacción del suelo:

Carga proveniente de la Superestructura

(Combinación 1.25DC+1.5DW+1.75LL+1.75PL: 195.48 KN

Peso propio mayorado del estribo: 254.59 KN

Carga mayorada de la columna: $P_u = (195.48 + 254.59) \text{ KN}$

$$P_u = 450.07 \text{ KN}$$

Excentricidad: $e > L/6 \rightarrow 0.9 > 0.717$

Por lo cual la distribución de esfuerzos bajo el pedestal será la siguiente:

Momento alrededor de la sección crítica:

$$M_u = 99.17 \text{ KN} * m$$



Probar con barras #8. Suponer un espaciamiento $s = 30 \text{ cm}$ (12 in)

Diámetro de barra: 0.025 m

Área de barra: 0.000491 m^2

Peralte de la sección: $d = 0.9 - 0.075 - 0.032 - \frac{0.025}{2} = 0.7805 \text{ m}$

Área de acero por franja de 1 m: $A_s = 0.001636 \text{ m}^2$

Cuantía de acero principal: $\rho = \frac{A_s}{b*d} = 0.0021$

Momento resistente:

$$\phi M_n = 466.69 \text{ KN} * \text{m} > 99.17 \text{ KN}$$

Usar barras #8 @ 30 cm

4.4.3.5.3. Refuerzo Secundario:

Cuantía de acero mínima por retracción y temperatura (ACI 7.12.2): $\rho_t = 0.0018$

Probar con barras #7. Suponer un espaciamiento $s = 25 \text{ cm}$ (10 in)

Diámetro de barra: 0.022 m

Área de barra: 0.000380 m^2

Cuantía de acero transversal: $\rho_t = 0.000380 / (0.7805 * 0.25)$

$$\rho_t = 0.0019 > 0.0018$$

Usar barras #7 @ 25 cm

4.4.3.5.4. Revisión por cortante:

Ancho de la sección crítica: $b_o = 1 \text{ m}$

Peralte: $d = 0.809 \text{ m}$

Cortante crítico: $V_u = 438.20 + 71.785 = 509.98 \text{ KN}$

Cortante resistido por el concreto (ACI 11.2.1.1):

$$\phi V_c = 0.75 * 1000 * (0.17 \sqrt{27.579} * 1 * 0.809)$$

$$\phi V_c = 541.69 \text{ KN} > 509.98 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

4.4.3.5.5 Cantidad mínima de acero para anclaje al pedestal:

ACI 15.8.2.1: $\rho_l = 0.005$ del refuerzo vertical del cuerpo en el área de la interfase entre este y el pedestal.

Según el diseño del refuerzo vertical en el cuerpo: $\rho_l = 0.0135$



$$0.005/0.0165 = 0.37 \sim 37\%$$

Una de cada 3 barras verticales deberá ser anclada al refuerzo del pedestal.

La longitud de desarrollo del anclaje está dada por **ACI 12.3.2**:

$$l_{dc} = \text{Max}\left(0.24/\sqrt{f'_c}, 0.043\right) * f_y d_b \quad \text{Donde } \frac{0.24}{\sqrt{27.579}} = 0.046$$

$$\text{Por lo tanto: } l_{dc} = 0.046 * 413.685 * 0.035 = \mathbf{0.67 \text{ m}}$$



5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

5.1. CONCLUSIONES

En el DDBD, el procedimiento es directo, lo cual lo convierte en un método de análisis de fácil aplicación. Por considerar el amortiguamiento de las pilas (amortiguamiento viscoso equivalente), resulta muy eficiente para diseñar.

Desplazamiento longitudinal: de acuerdo a la práctica común, en puentes de claros múltiples las pilastras se diseñan para resistir toda la fuerza longitudinal. El desplazamiento de 32.7 cm cumple con el límite de deriva recomendado por Priestley y Co. de 4% de la altura, tomada desde el empotramiento de la zapata hasta el nivel del apoyo de la superestructura.

Desplazamiento transversal: el desplazamiento de la pilastra de 9.5 cm es análogo al calculado por análisis Pushover según el CSI Bridge, y se considera igual en el resto de la superestructura debido a la rigidez del conjunto, cuyo perfil de desplazamiento lateral en el modo fundamental de vibración corresponde a un RBT (Rigid Body Translation). El cortante basal máximo de la pilastra, tomando en cuenta las recomendaciones para puentes cortos de dos claros, es aproximadamente igual a 25% de la fuerza cortante total a la que se somete la estructura, tomando los estribos la mayor parte de esta.

De acuerdo a estos resultados, podemos comprobar que el método DDBD es aplicable en nuestro país para el análisis estructural de puentes, tomando en cuenta todas las recomendaciones de diseño de los códigos internacionales.

Bajo la intensidad sísmica de diseño del puente, el daño en la estructura es controlado por la deformación unitaria del concreto que es de 0.00825, el cual es menor al valor de 0.018 para deformación máxima del material en el estado límite de control de daño según la **Tabla 1.1**.

5.2. RECOMENDACIONES

Se recomienda ampliar la aplicación del método en otros tipos de estructuras, particularmente en puentes con geometrías de mayor complejidad.

Se recomienda automatizar el proceso de análisis del DDBD mediante la creación de un software especializado.



6. BIBLIOGRAFÍA

1. Priestley, M. J. N., Calvi, G. M. and Kowalsky, M. J., (2007), *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, Pavia, IUSS Press, and ISBN
2. Priestley, M.J.N. et al. (1996): "Seismic design and retrofit of bridges". *Wiley, New York*.
3. Kowalsky M.J. [2000] "Deformation Limit States for Circular Reinforced Concrete Bridge Columns" *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126 No 8, Priestley M. J. N. and Kowalsky M. J. (2000), "Direct displacement-Based Design of Concrete Building", *Bulleting of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 33, No. 4, University of California, San Diego.
4. Priestley, M.J.N. "Myths and fallacies in earthquake engineering – conflicts between design and reality". *Bulletin*, NZ National Society for Earthquake Engineering (1993).
5. Patricio Zapata, Vinicio Suárez (Ecuador, 2007) "Revisión de los fundamentos del diseño basado en Desplazamientos para puentes".
6. AASHTO 2009. AASHTO, ISBN 1-56051-396-4: "Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design".
7. Alvarez, J. Camilo: "Displacement based design of continuos concrete bridges under transverse seismic excitation."
8. Rojas, Enrique, (Loja, Ecuador 2009). "Diseño Directo Basado en Desplazamientos para puentes con interacción suelo-estructura."
9. "Manual de Estructuras del Nevada Department of Transportation (NDOT), edición 2008".
10. Manzanares J. S. "Diseño de Puentes con la norma AASHTO LRFD 2005".
11. "Manual de Diseño de Puentes del Washington State Department of Transportation (WSDOT), edición 2012".
12. Calavera, José (INTEMAC), 1999: "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón".
13. Pauley, T. y priestly, M.J.N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, Wiley, New York, 1992, 744 pp.
14. Kowalsky, M.J. y Priestley M.J.N., "An improved analytical model for shear strength of circular RC columns in seismic regions", *ACI Journal*, Vol. 97(3), 2000, pp. 388-396.
15. AASHTO LRFD Bridge Design Specification 5th Edition, 2010.
16. Jerónimo H. Herrera M., "Puentes", 2da edición; 1996.
17. Reglamento Nacional de la Construcción (RNC 2007).



7. ANEXOS.

FIGURAS

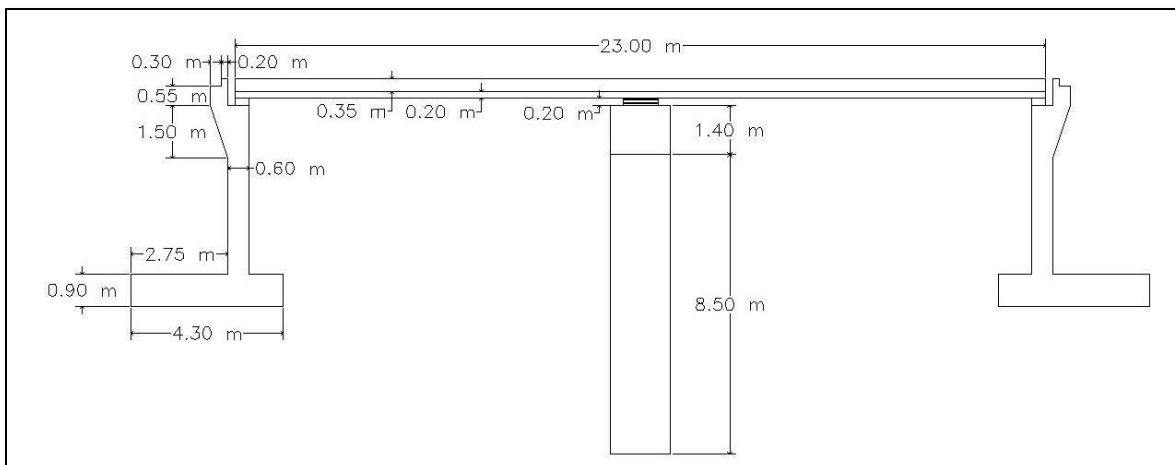


Fig. A2. Espectro de Desplazamiento para Respuesta Longitudinal.

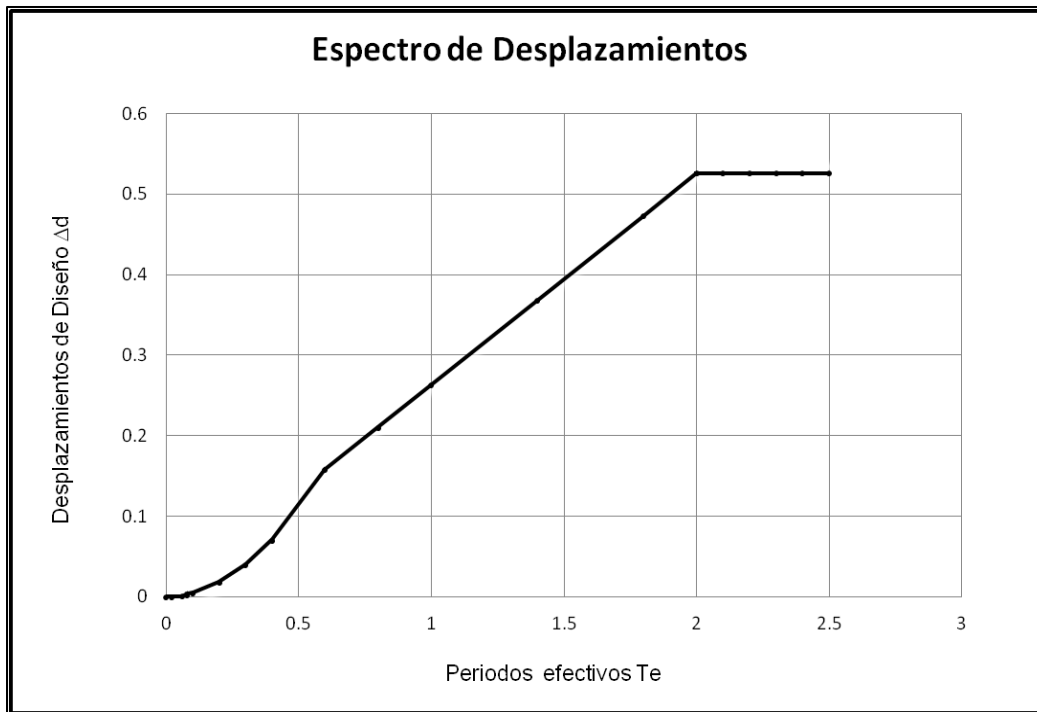


Fig. A3. Espectro de Desplazamiento para Respuesta Transversal.

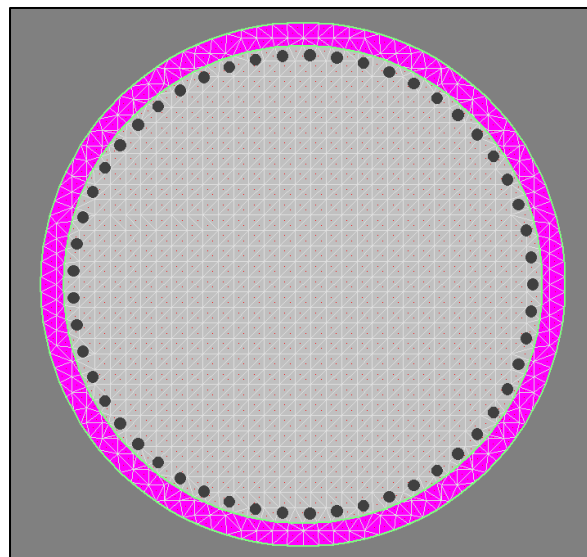


Fig. A4. Discretizaciones que utiliza el modelo para los cálculos, configuradas por el usuario (aproximadamente 5 cm).

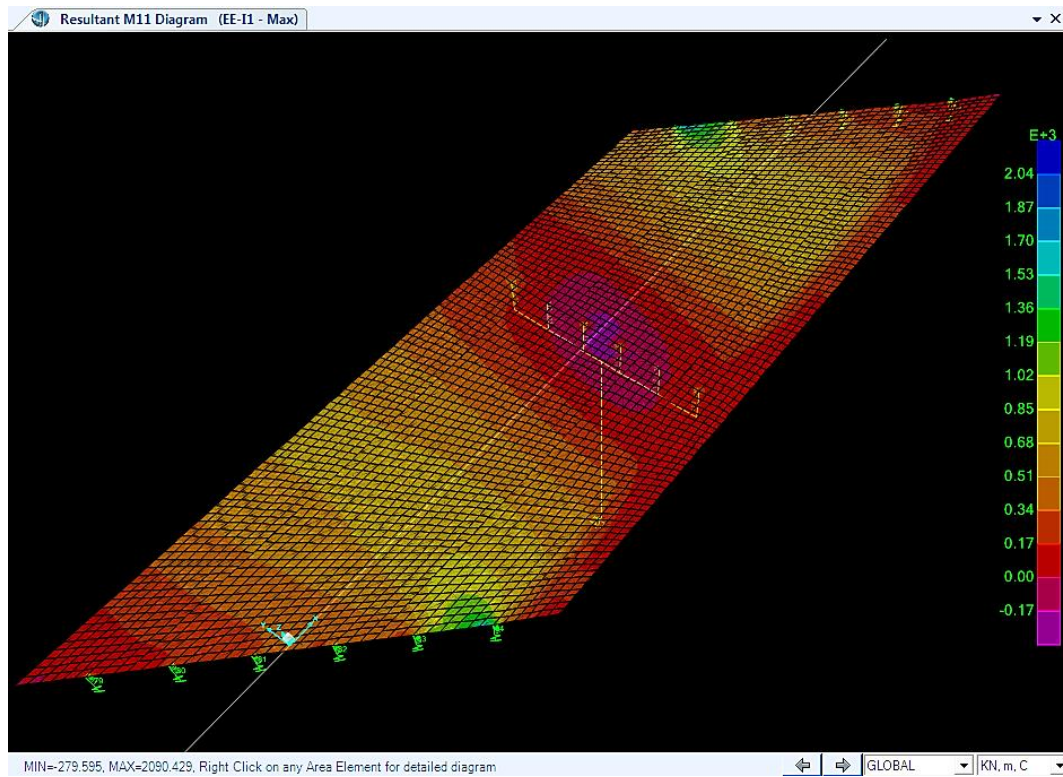


Fig. A.5. Momento máximo en la dirección longitudinal 1-1: **2090.43 KN*m**

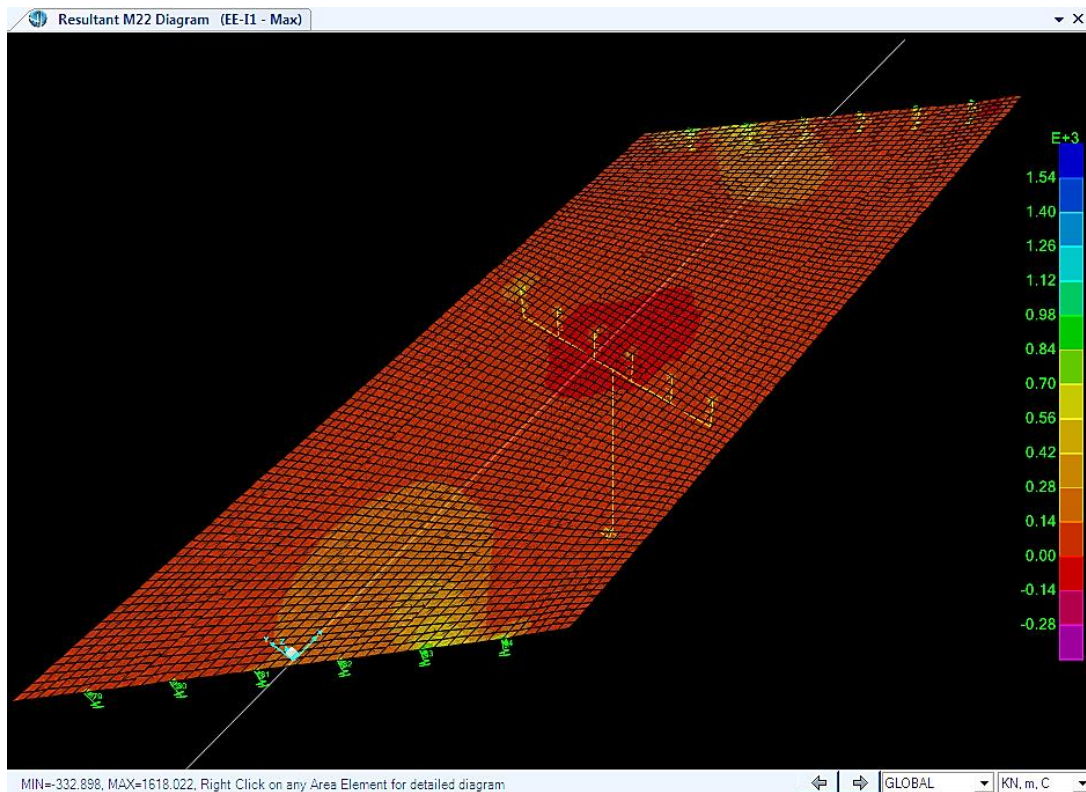


Fig. A.6. Momento máximo en la dirección transversal 2-2: **1618.02 KN*m**

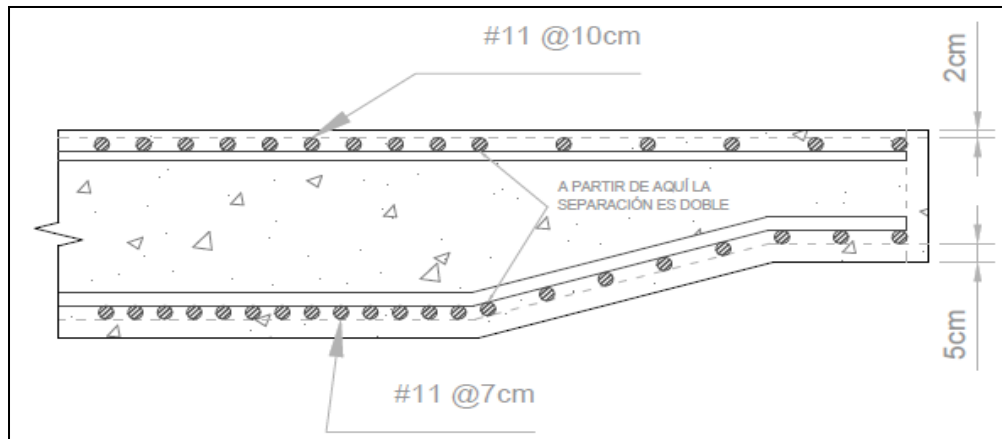
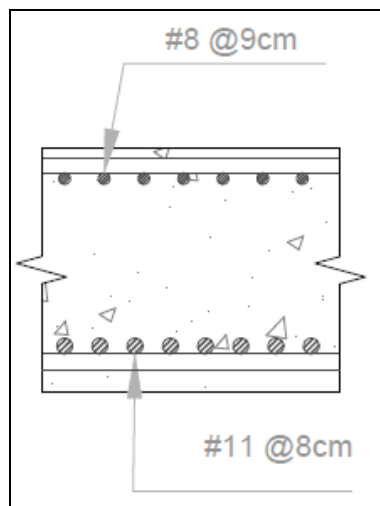
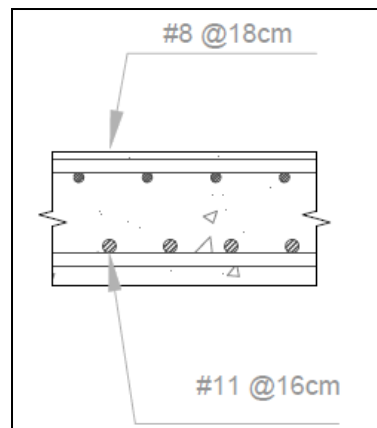


Fig. A7. Detalle del Refuerzo longitudinal.



Ver Fig. A8. Detalle del Refuerzo Transversal.



Ver Fig. A9. Detalle del Refuerzo en el Voladizo

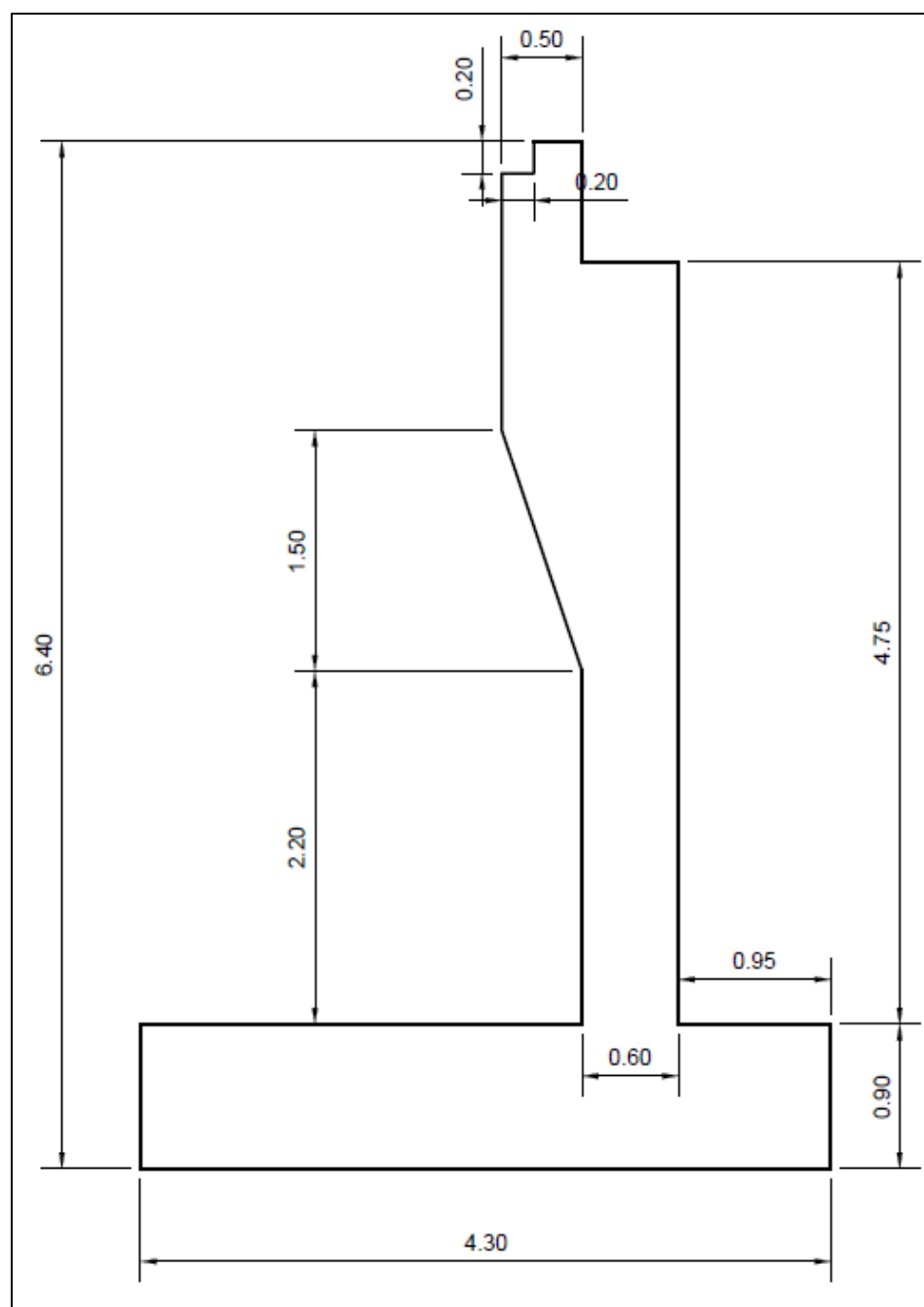


Fig. A.10. Dimensiones del estribo.

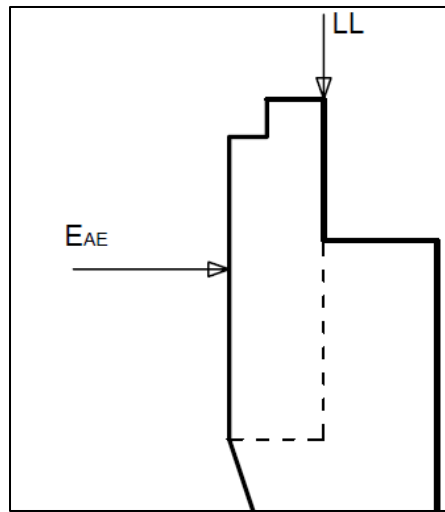


Fig. A.11. Esquema de Espaldón.

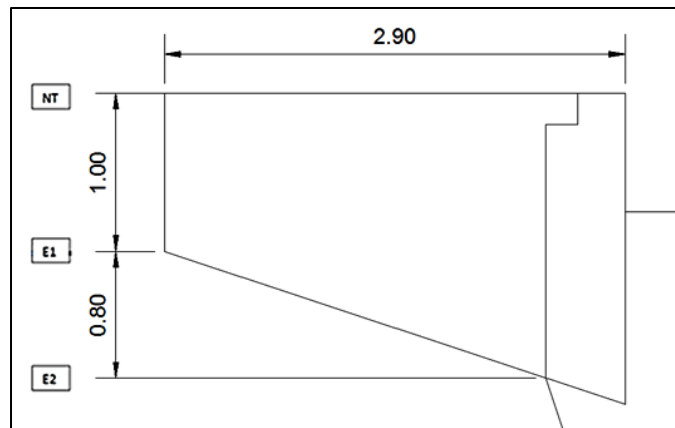


Fig. A.12. Esquema del Aletón.

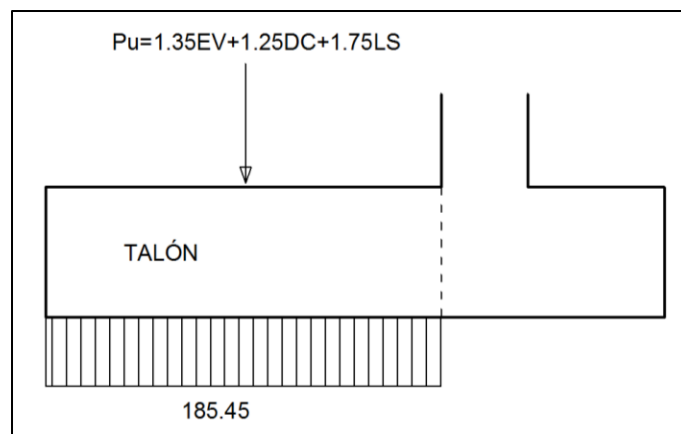


Fig. A.13. Distribución del esfuerzo en el Talón.

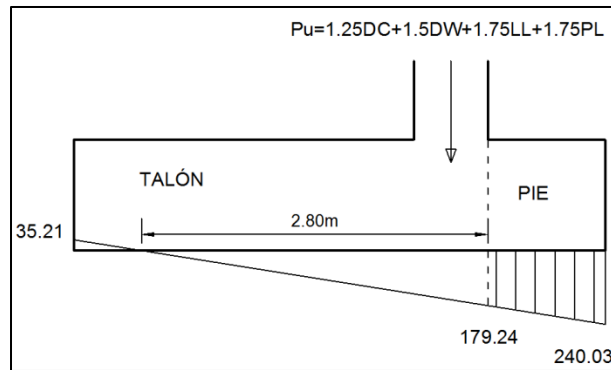


Fig. A.14. Distribución del esfuerzo en el Pie.

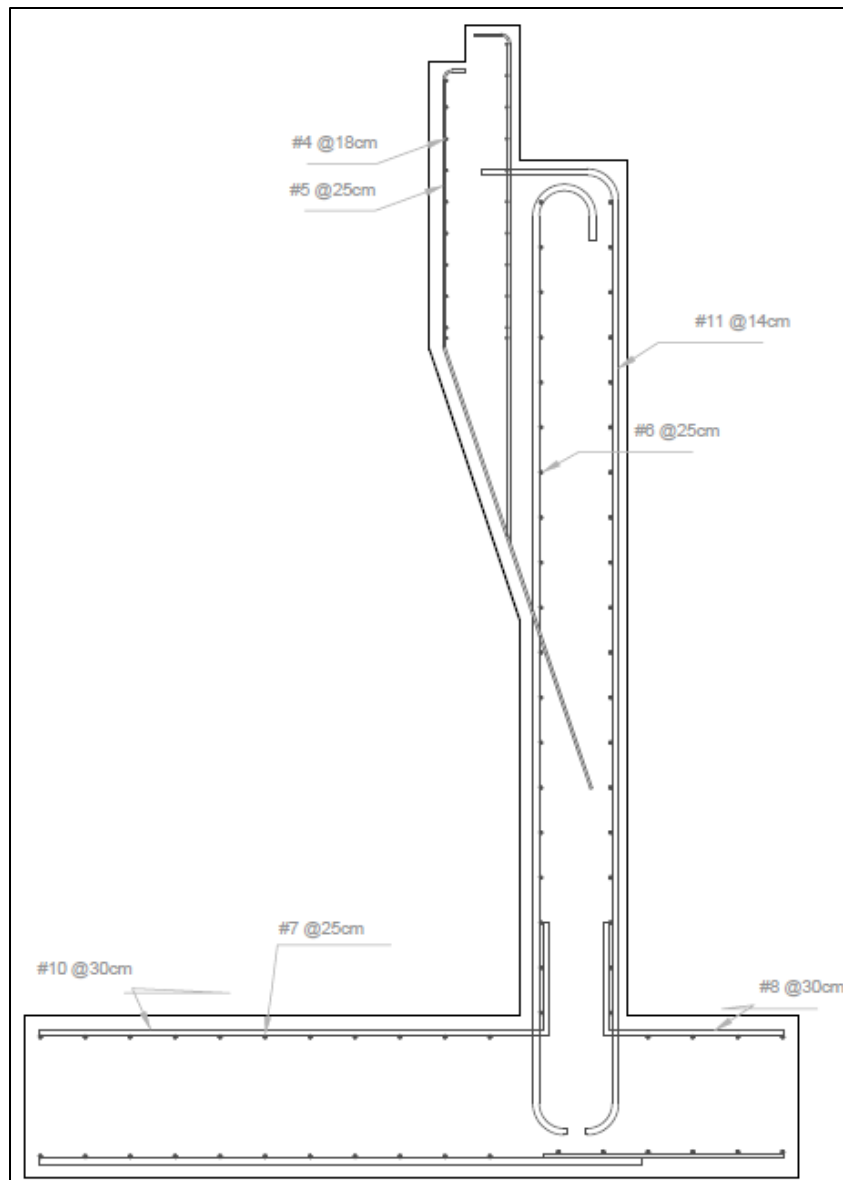


Fig. A.15. Detalle del Refuerzo en el Estribo.

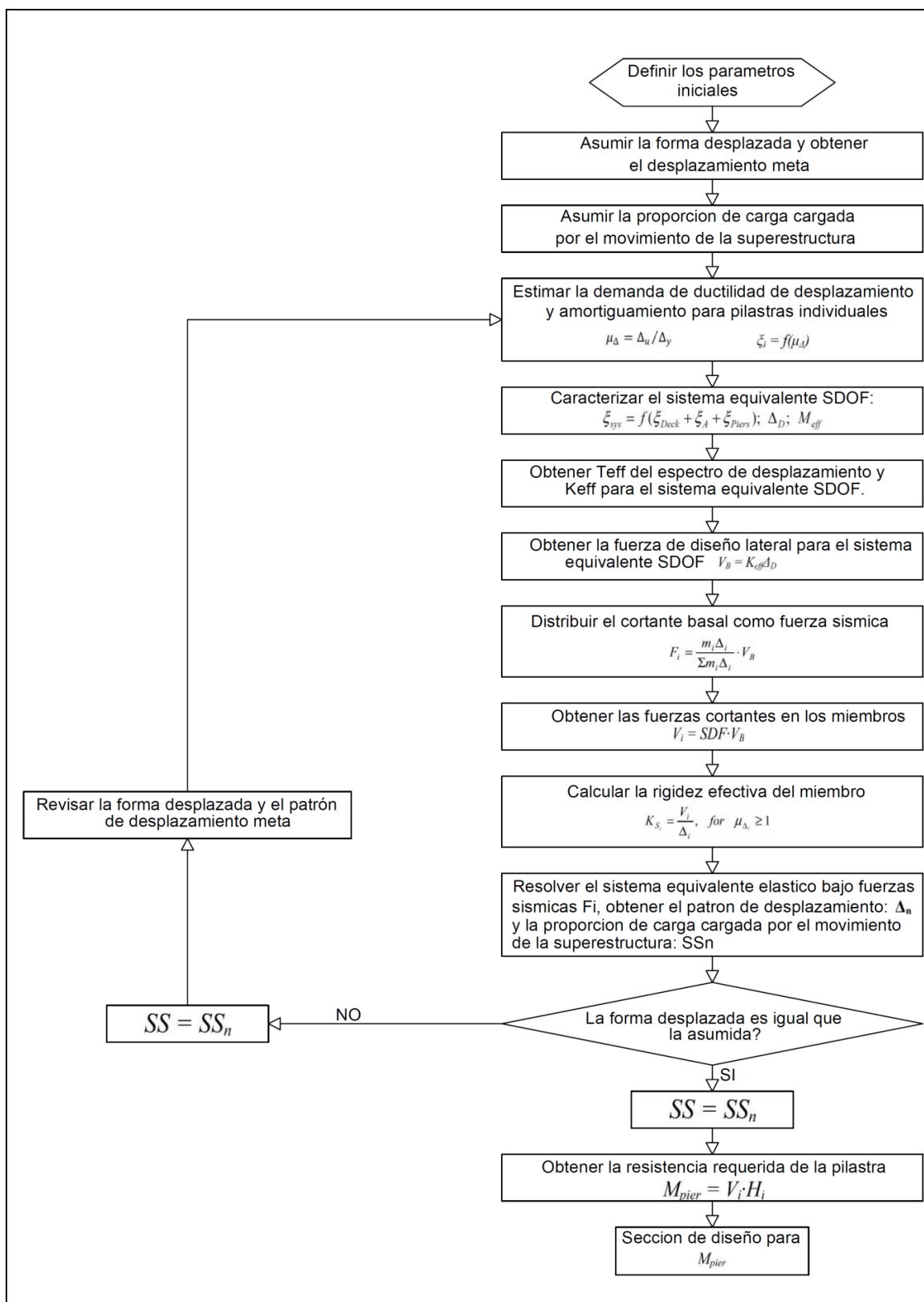


Fig. A.16. Diagrama de flujo para diseño transversal.



TABLAS

Altura del estribo (ft)	h_{eq} (ft)
5.0	5.0
10.0	3.5
≥ 20.0	2.0

Tabla C3.11.6.4-1 Altura equivalente de suelo para carga vehicular en estribos perpendiculares al tráfico.

Combinación de cargas para el estado limite	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	IC	CT	CV
Resistencia I	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Resistencia III	γ_p	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Resistencia IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Evento Extremo I	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	—	—	—
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Servicio II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—
Servicio III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Servicio IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—
Fatiga I—LL, IM & CE only	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatiga I—II LL, IM & CE only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Tabla 3.4.1-1 AASHTO. Combinaciones de carga y factores de carga



Tipo de carga, Tipo de Fundación, y Método Usado para Calcular el Arrastre por Asentamiento	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componente y Accesorios	1.25	0.90
DC: Fuerza IV solamente	1.50	0.90
DD: Arrastre por Asentamiento de pilas, Método α Tomlinson	1.4	0.25
pilastras, Método λ	1.05	0.30
Pilotes perforados, Método de O'Neill y Reese (1999)	1.25	0.35
DW: superficie de desgaste y utilidades	1.50	0.65
EH: Presión horizontal de tierra		
• Activa	1.50	0.90
• Reposo	1.35	0.90
• AEP para muros anclados	1.35	N/A
EL: Esfuerzos Acumulados del proceso constructivo.	1.00	1.00
EV: Presión vertical de tierra.		
• Estabilidad general.	1.00	N/A
• Muros de retención y estribos.	1.35	1.00
• Estructura enterrada rígida.	1.30	0.90
• Marcos rígidos.	1.35	0.90
• Estructura enterrada flexible excepto alcantarillas metálicas.	1.95	0.90
• Alcantarillas metálicas flexibles y Alcantarillas de placa estructural con corrugaciones profundas.	1.50	0.90
ES: Sobrecarga de tierra	1.50	0.75

Tabla 3.4.1-2 AASHTO. Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

Material		Unidad de peso (kcf)
Aleaciones de aluminio		0.175
Superficies de desgaste bituminosa		0.140
Hierro fundido		0.450
Ceniza de relleno		0.060
Arena, Limo o Arcilla compactada		0.120
Concreto	Ligero	0.110
	Pobre de arena	0.120
	Peso normal con $f_c \leq 5.0$ ksi	0.145
	Peso normal con $5.0 < f_c \leq 15.0$ ksi	$0.140 + 0.001 f'_c$
Arena suelta, Limo o Grava		0.100
Arcilla blanda		0.100
Grava, Asfalto o Lastre laminado		0.140
Acero		0.490
Mampostería de piedra		0.170
Madera	Dura	0.060
	Blanda	0.050
Agua	Fresca	0.0624
	Salada	0.0640
Detalles		Peso por unidad de longitud (klf)
Rieles de transito, lazos, y fijadores para tracción		0.200

Tabla 3.5.1-1. AASHTO. Unidades de pesos.



Componente	IM
Juntas del tablero- Todos los estados limites	75%
Todos los otros componentes:	
<ul style="list-style-type: none"> • Estado límites de fatiga y fractura 	15%
<ul style="list-style-type: none"> • Todos los otros estados limites 	33%

Tabla 3.6.2.1-1 AASHTO. Cargas dinámicas permitidas, *IM*



APÉNDICE 1.

a) Especificación de sección transversal de la losa del tablero:

Define Bridge Section Data - Concrete Flat Slab

Section Data

Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	BSEC1
Material Property	4000Psi
Number of Interior Girders	4
Total Width	8.5
Total Depth	0.55
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	0.7
f2 Horizontal Dimension	0.7
Left Overhang Data	
Left Overhang Length (L1)	1.07
Left Overhang Outer Thickness (t5)	0.55
Right Overhang Data	
Right Overhang Length (L2)	1.07
Right Overhang Outer Thickness (t6)	0.35
Live Load Curb Locations	
Distance To Inside Edge of Left Live Load Curb	0.
Distance To Inside Edge of Right Live Load Curb	0.

Girder Output
 Modify/Show Girder Force Output Locations...

Modify/Show Properties
 Materials... Frame Sects...

Units
 KN, m, C

Section is Legal
 Show Section Details...

OK Cancel

b) Especificación de las restricciones de los apoyos correspondientes al estribo:

Se intenta recrear las condiciones reales de los apoyos elastoméricos y tipo Pot, con libertad de movimientos rotacionales, rigidez total en deformaciones axiales (las que generalmente son despreciables), y rigidez parcial (elastoméricos) o total (tipo Pot) en la traslación lateral.

Elastomérico (estribo):

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: BBRG1 Units: KN, m, C

Bridge Bearing Is Defined By:

☐ Link/Support Property

☒ User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Partial Fixity	1800.
Translation Along Layout Line (U3)	Partial Fixity	1800.
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	



Tipo Pot (Bent):

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: Units:

Bridge Bearing Is Defined By:

☐ Link/Support Property

☒ User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

c) Definición de las cargas vivas vehiculares basadas en AASHTO 2010:

Carriles de carga:

Lane Data

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
BLL1	-4.25	1.	3.
BLL1	-4.25	1.	3.
BLL1	23.	1.	3.

Plan View (X-Y Projection)

North

Layout Line

Station

Bearing

Radius

Grade

X

Y

Z

☒ Snap To Layout Line

☐ Snap To Lane

Lane Data

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
BLL1	0.	-2.5	3.
BLL1	0.	-2.5	3.
BLL1	27.25	-2.5	3.

Plan View (X-Y Projection)

North

Layout Line

Station

Bearing

Radius

Grade

X

Y

Z

☒ Snap To Layout Line

☐ Snap To Lane



Vehículos de diseño:

Un camión

Vehicle name: HL-93K-1 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports
☒ Interior Vertical Support Forces
☒ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None Modify/Show...
 Uniform: None Modify/Show...

Load Plan

Load Elevation

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048	47.3291	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048	47.3291	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672	9.144	9.3401	Fixed Width	3.048	189.3163	Two Points	1.8288
Variable Length	4.2672		9.3401	Fixed Width	3.048	189.3163	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048		Two Points	1.8288

Un tándem

Vehicle name: HL-93M-1 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports
☒ Interior Vertical Support Forces
☒ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None Modify/Show...
 Uniform: None Modify/Show...

Load Plan

Load Elevation

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048	147.9034	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048	147.9034	Two Points	1.8288
Fixed Length	1.2192		9.3401	Fixed Width	3.048	147.9034	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048		Two Points	1.8288



Vehicle name: HL-93S-1 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

Value Width Type Axle Width

For Lane Moments: 0. One Point

For Other Responses: 0. One Point

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports

☒ Interior Vertical Support Forces

☐ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048

Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None Modify/Show...

Uniform: None Modify/Show...

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		8.4061	Fixed Width	3.048	42.5962	Fixed Width Line	3.048
Leading Load	Infinite		8.4061	Fixed Width	3.048	42.5962	Fixed Width Line	3.048
Fixed Length	4.2672		8.4061	Fixed Width	3.048	170.3847	Fixed Width Line	3.048
Fixed Length	4.2672		8.4061	Fixed Width	3.048	170.3847	Fixed Width Line	3.048
Variable Length	15.24	0. (Infinite)	8.4061	Fixed Width	3.048	42.5962	Fixed Width Line	3.048
Fixed Length	4.2672		8.4061	Fixed Width	3.048	170.3847	Fixed Width Line	3.048
Fixed Length	4.2672		8.4061	Fixed Width	3.048	170.3847	Fixed Width Line	3.048
Trailing Load	Infinite		8.4061	Fixed Width	3.048			

Dos camiones separados

d) Cálculo de la carga muerta por carpeta y utilidades (DW):

Peso específico del concreto asfáltico: $140 \text{ lb/ft}^3 = 22 \text{ KN/m}^3$.

Asumiendo un espesor máximo de carpeta de 3 in, la carga por área es:

$$22 \text{ KN/m}^3 * 0.076 \text{ m} = 1.67 \text{ KN/m}^2$$

Peso lineal del parapeto de concreto reforzado:

$$3.343 \text{ ft}^2 * 0.15 \text{ kip/ft}^3 = 0.5015 \text{ kip/ft} = 7.318 \text{ KN/m}$$

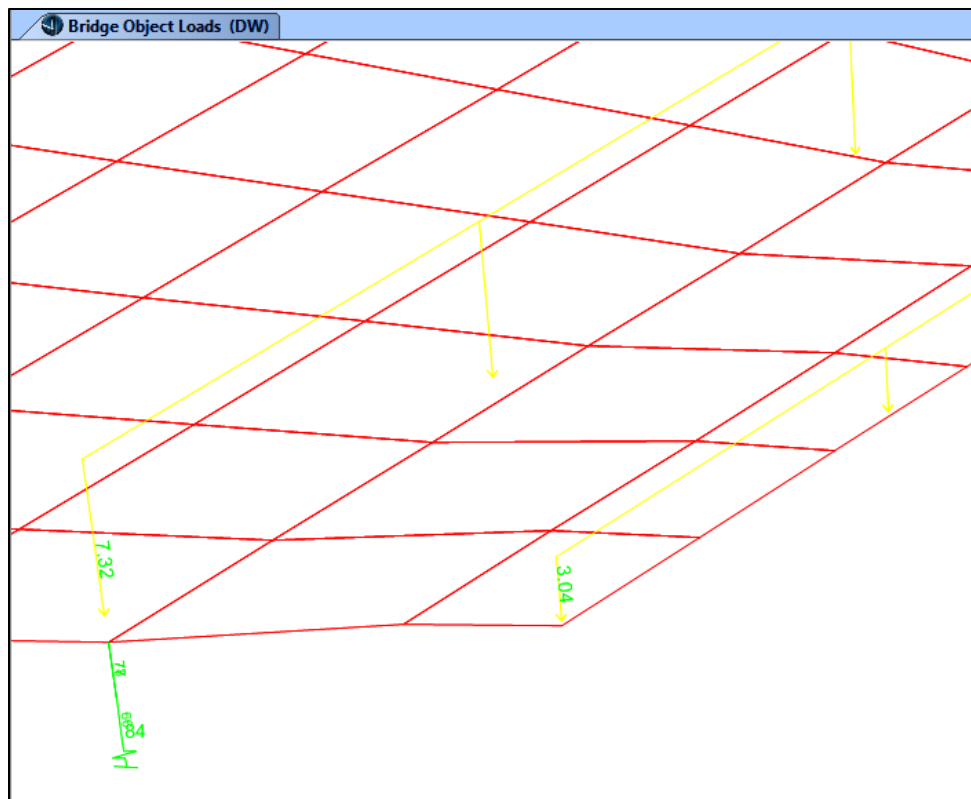
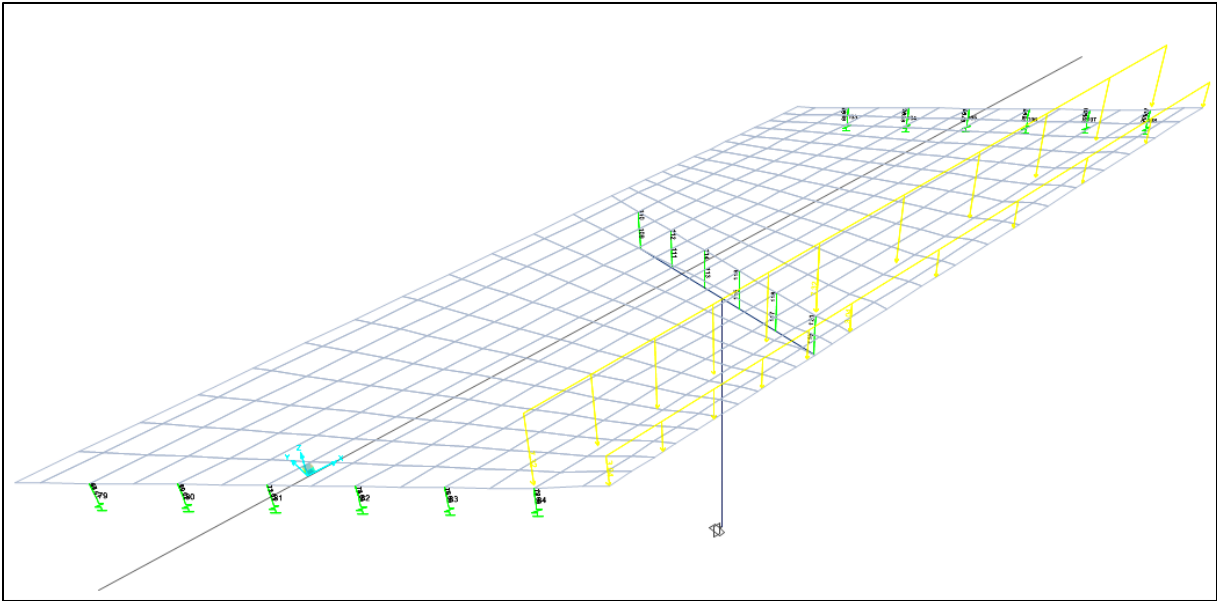
Peso lineal de la baranda del paso peatonal (concreto reforzado más tubo de acero estructural):

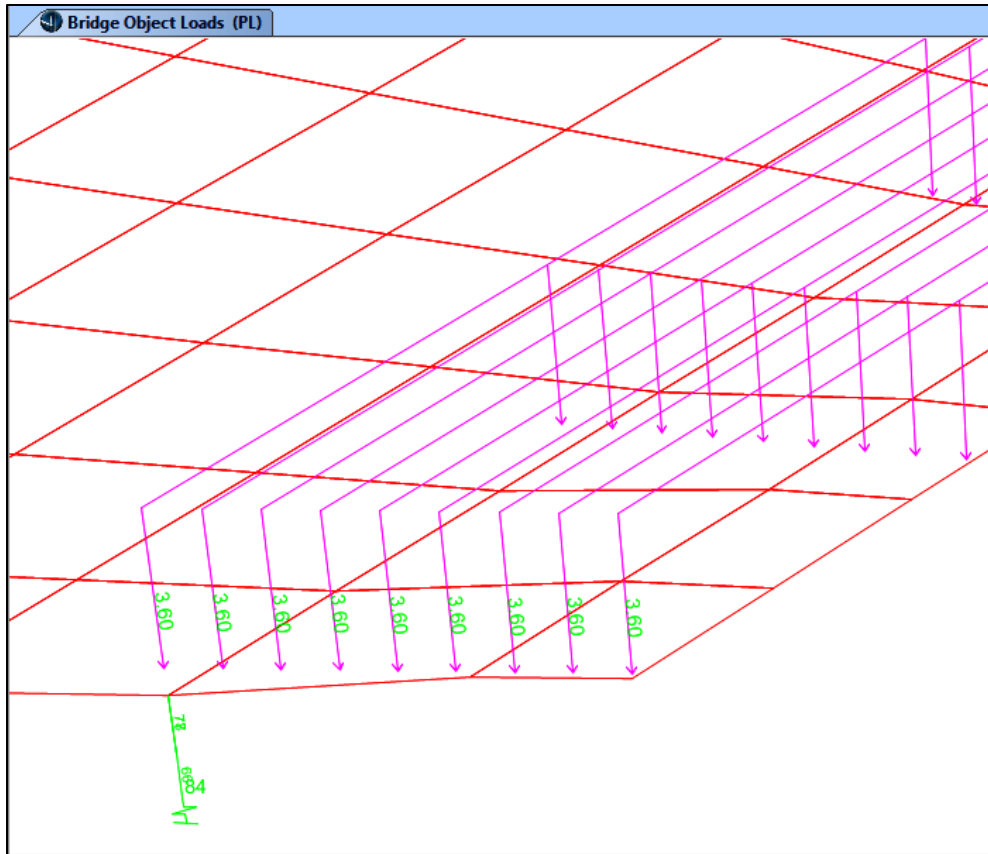
$$1.3194 \text{ ft}^2 * 0.15 \text{ kip/ft}^3 + 0.0107 \text{ kip/ft} = 0.2086 \text{ kip/ft} = 3.044 \text{ KN/m}$$



e) Carril de Carga Peatonal (PL):

AASHTO 3.6.1.6: 3.6 KN/m^2 en el área cargada (en este caso, el Overhang)







APÉNDICE 2.

1. Propiedades de los materiales:

Nominales:

$$f'_c = 27.58 \text{ MPa}$$

$$f_y = 413.7 \text{ MPa}$$

$$f_{yh} = 413.7 \text{ MPa}$$

Esperadas:

$$f'_{ce} = 1.3(f'_c) = 35.85 \text{ MPa}$$

$$f_{ye} = 1.1(f_y) = 455.1 \text{ MPa}$$

$$f_{yhe} = f_{yh} = 413.7 \text{ MPa}$$

De sobrerresistencia:

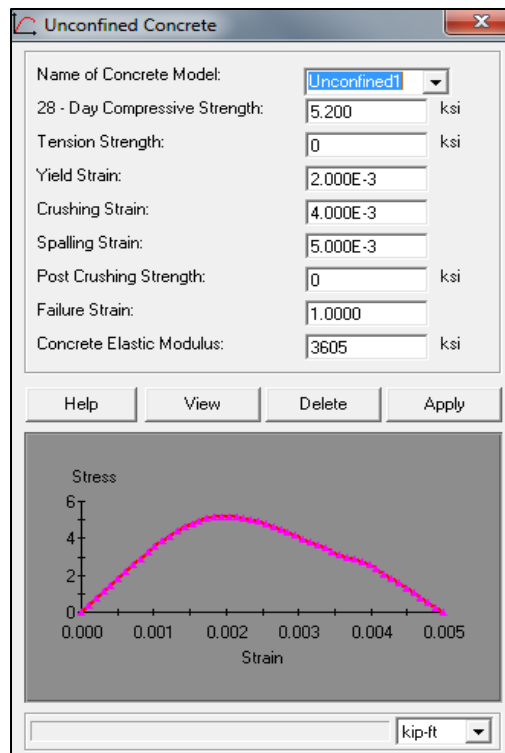
$$f'_{ce} = 1.7(f'_c) = 46.88 \text{ MPa}$$

$$f_{ye} = 1.3(f_y) = 537.8 \text{ MPa}$$

$$f_{yhe} = 1.3(f_{yh}) = 537.8 \text{ MPa}$$

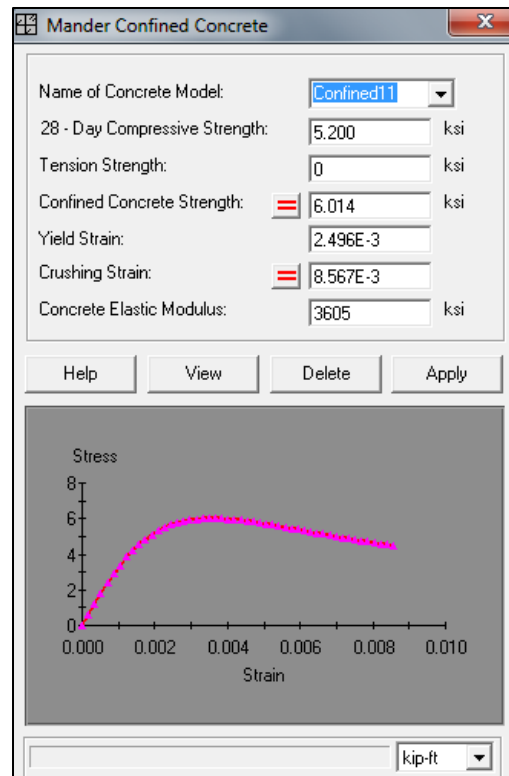
2. Análisis de la sección con las propiedades esperadas (de diseño):

2.1 Modelo de Mander para el concreto de recubrimiento (no confinado):

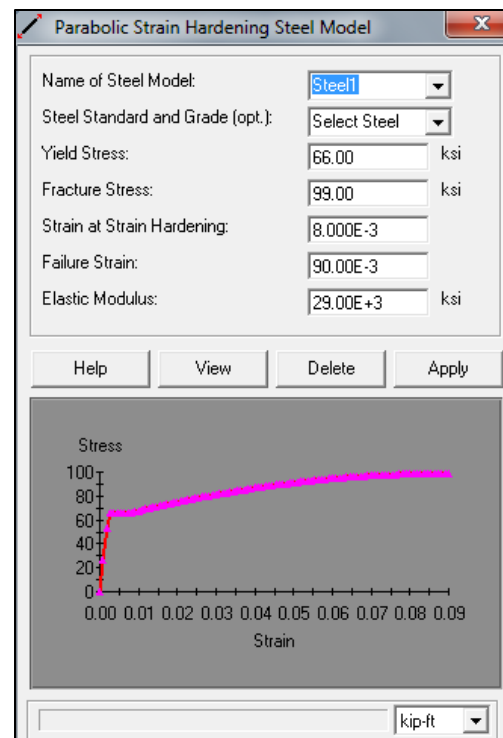




2.2 Modelo de Mander para el concreto del núcleo o (confinado):



2.3 Curva Esfuerzo-Deformación para el acero longitudinal incluyendo efectos de Strain-Hardening:





2.4 Resultados del análisis:

Section Details:

X Centroid:	-.8788E-6 m
Y Centroid:	.1103E-6 m
Section Area:	2.269 m ²

Loading Details:

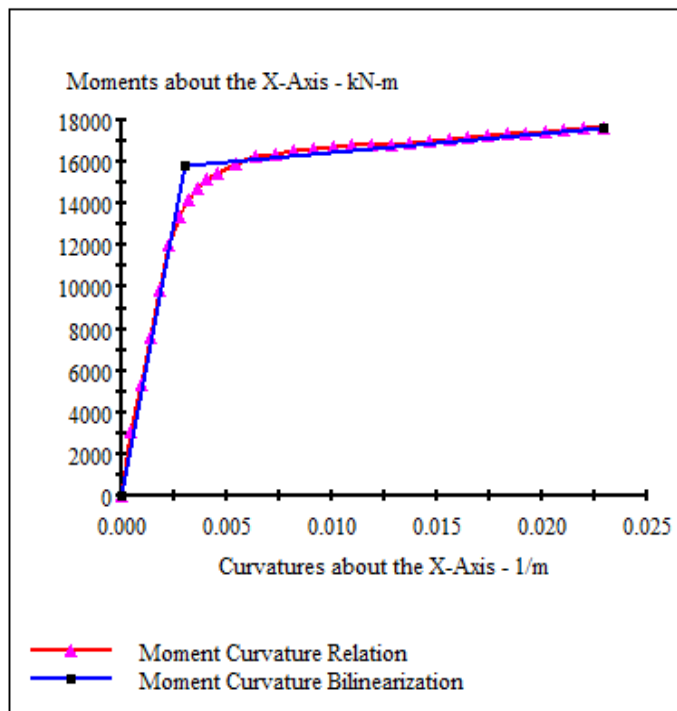
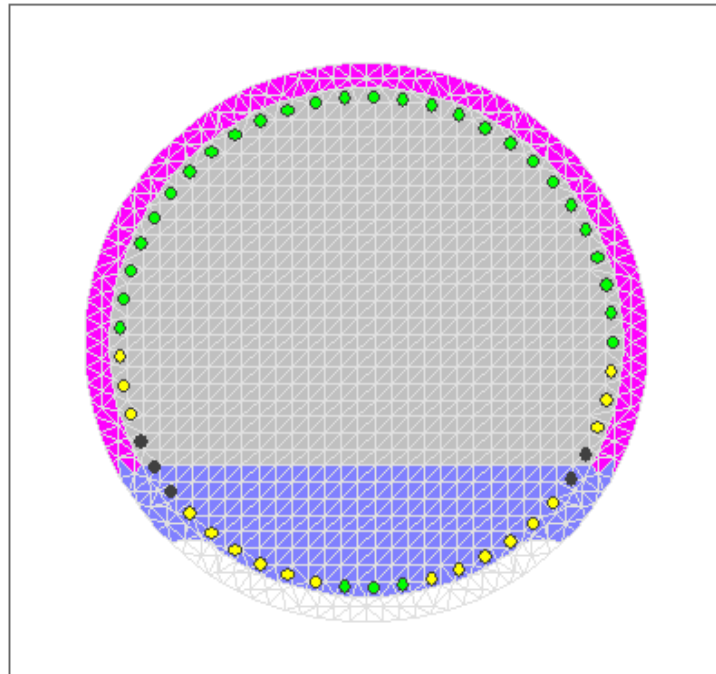
Constant Load - P:	2607 kN
Incrementing Loads:	Mxx Only
Number of Points:	30
Analysis Strategy:	Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material:	Confined11
Failure Strain:	8.567E-3 Compression
Curvature at Initial Load:	.3765E-14 1/m
Curvature at First Yield:	2.269E-3 1/m
Ultimate Curvature:	22.91E-3 1/m
Moment at First Yield:	12.02E+3 kN-m
Ultimate Moment:	17.68E+3 kN-m
Centroid Strain at Yield:	.5876E-3 Ten
Centroid Strain at Ultimate:	8.799E-3 Ten
N.A. at First Yield:	.2589 m
N.A. at Ultimate:	.3840 m
Energy per Length:	357.7 kN
Effective Yield Curvature:	2.992E-3 1/m
Effective Yield Moment:	15.85E+3 kN-m
Over Strength Factor:	1.115
EI Effective:	5.30E+9 N-m ²
Yield EI Effective:	9.18E+7 N-m ²
Bilinear Hardening Slope:	1.732 %
Curvature Ductility:	7.657

Comments:

User Comments





Del análisis anterior se obtuvo los siguientes datos:

- ❖ Ductilidad de curvatura:

$$\mu_{\phi} = 7.66$$

- ❖ Momento de falla:

$$M_N = 17680 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Se puede observar que este momento es mayor al momento actuante en la columna que es de 16809 KN * m

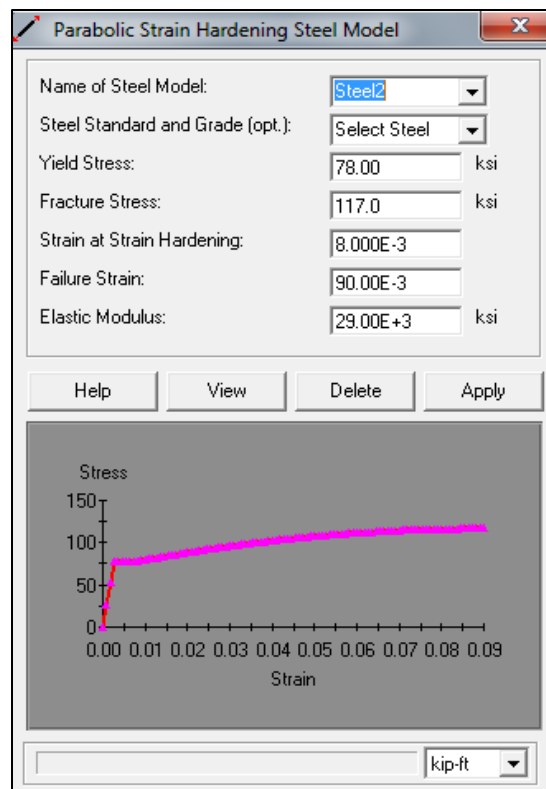
- ❖ Profundidad del eje neutro en la falla:

$$c = 0.384$$

Este valor de c es muy similar al obtenido por la **Ec. 2.4**, por lo cual no es necesario hacer nuevos cálculos.

3. Análisis de la sección con las propiedades esperadas de concreto confinado y no confinado, y propiedades de sobrerresistencia del acero longitudinal (para la comprobación por capacidad de la resistencia a cortante de la pilastra).

3.1 Curva Esfuerzo-Deformación para el acero longitudinal incluyendo efectos de Strain-Hardening. Sobrerresistencia.





3.2 Resultados del análisis:

Section Details:

X Centroid:	-12.07E-9 m
Y Centroid:	.1097E-6 m
Section Area:	2.268 m ²

Loading Details:

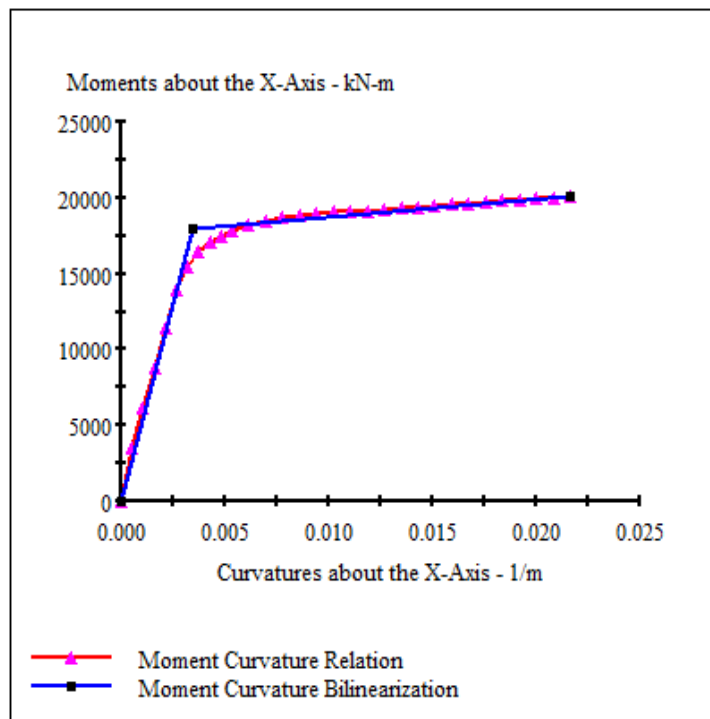
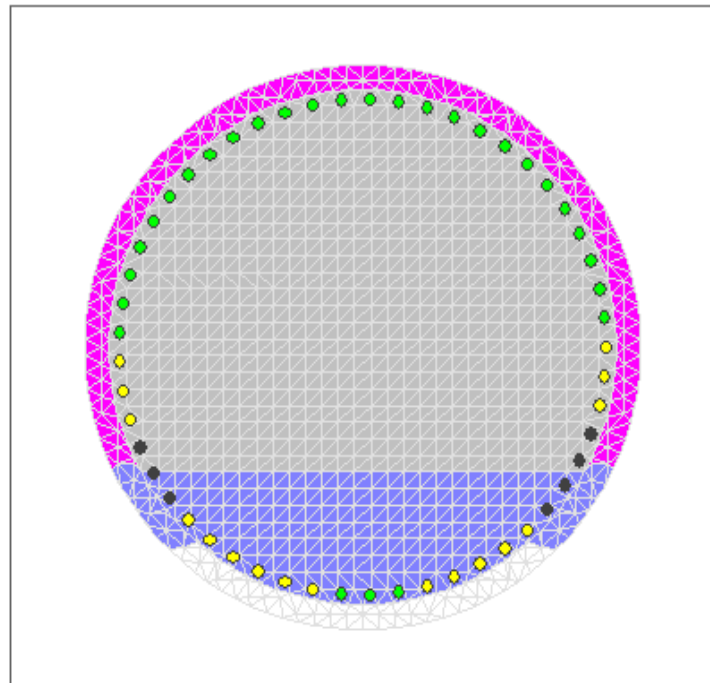
Constant Load - P:	2607 kN
Incrementing Loads:	Mxx Only
Number of Points:	31
Analysis Strategy:	Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material:	Confined2
Failure Strain:	8.567E-3 Compression
Curvature at Initial Load:	.3758E-14 1/m
Curvature at First Yield:	2.672E-3 1/m
Ultimate Curvature:	21.64E-3 1/m
Moment at First Yield:	13.94E+3 kN-m
Ultimate Moment:	20.10E+3 kN-m
Centroid Strain at Yield:	.7013E-3 Ten
Centroid Strain at Ultimate:	7.835E-3 Ten
N.A. at First Yield:	.2624 m
N.A. at Ultimate:	.3620 m
Energy per Length:	377.8 kN
Effective Yield Curvature:	3.456E-3 1/m
Effective Yield Moment:	18.03E+3 kN-m
Over Strength Factor:	1.115
EI Effective:	5.22E+9 N-m ²
Yield EI Effective:	1.14E+8 N-m ²
Bilinear Hardening Slope:	2.186 %
Curvature Ductility:	6.262

Comments:

User Comments





Momento de falla:

$$M_N = 20100 \text{ KN} * m$$

Factor de sobrerresistencia:

$$\phi^0 = \frac{20100}{17680}$$

$$\phi^0 = 1.137 \quad (13.7\%)$$